

Alma Mater Studiorum – Università di Bologna

DOTTORATO DI RICERCA IN
Ingegneria Civile, Ambientale, Chimica e dei Materiali

Ciclo XXVIII

Settore Concorsuale di afferenza: 08/A4 - Geomatica

Settore Scientifico disciplinare: ICAR/06 – Topografia e Cartografia

Il monitoraggio dei sistemi di riferimento terrestri mediante tecniche satellitari GNSS: dai sistemi globali ai servizi di posizionamento NRTK

Presentata da: Luca Tavasci

Coordinatore Dottorato

Prof. Alberto Lamberti

Relatore

Prof. Stefano Gandolfi

Esame finale anno 2016

A Michela, senza la quale
non avrei mai iniziato a
scrivere le altre 100 pagine,
che sono state il mio vero
lavoro di ricerca...

INTRODUZIONE.....	5
1. L'EVOLUZIONE DEI SISTEMI DI RIFERIMENTO GEODETICI.....	9
1.1. I sistemi di riferimento	9
1.1.1. Introduzione generale	9
1.1.2. Sistemi di riferimento geodetici "classici"	14
Sistemi di riferimento per rilievi altimetrici	14
Sistemi di riferimento per rilievi planimetrici	17
Esempi di Datum geodetici "classici"	20
1.1.3. Sistemi di riferimento nell'era della geodesia satellitare	24
Dai Datum classici al sistema di riferimento globale.....	24
Aspetti legati all'accuratezza ed alla realizzazione di un sistema globale.....	28
1.2. I GNSS, le tecniche di calcolo e l'inquadramento delle coordinate	34
1.2.1. Introduzione ai GNSS	34
NAVSTAR GPS.....	35
GLONASS	37
Galileo.....	38
BeiDou e QZSS	39
1.2.1. Single Point Positioning	41
1.2.2. Posizionamento differenziale di fase post-processing.....	43
1.2.3. Posizionamento differenziale cinematico ed RTK.....	48
1.2.4. Posizionamento differenziale NRTK.....	49
1.2.5. Precise Point Positioning.....	53
1.2.6. Commenti generali sull'uso delle diverse tecniche GNSS	56
1.3. I moderni sistemi di riferimento.....	58
1.3.1. Dai primi Datum globali al WGS84	58
1.3.2. I sistemi di riferimento globali di IGS e IERS (ITRS).....	60
1.3.3. Il sistema di riferimento intraplacca europeo ETRS89.....	65
2. GLI EFFETTI DELL'INQUADRAMENTO REGIONALE SULLE SOLUZIONI PPP	71
2.1. Il data-set utilizzato e le soluzioni PPP "non fiduciali"	72
2.1.1. Dataset e calcolo PPP	73
2.1.2. Analisi delle soluzioni "non fiduciali"	75

2.2.	Strategie di inquadramento delle soluzioni PPP in IGB08 ed analisi dei risultati	77
2.2.1.	Definizione e calcolo dei parametri statistici	79
2.2.2.	Risultati in termini di accuratezza e ripetibilità delle soluzioni	81
2.2.3.	Analisi in frequenza delle serie temporali.....	84
2.3.	Considerazioni su metodo e risultati.....	90
3.	IL SISTEMA DI RIFERIMENTO “DINAMICO” NAZIONALE	93
3.1.	Il calcolo geodetico di una grande rete permanente GNSS: RDN	96
3.1.1.	Il pretrattamento dei dati GNSS mediante procedure semi-automatiche.....	98
	Il funzionamento di PAT-NET_GNSS	101
	PAT-NET_GNSS applicata all’archivio IGM relativo alla Rete Dinamica Nazionale.....	107
	La predisposizione dell’archivio al calcolo geodetico.	110
3.1.2.	Il calcolo della Rete Dinamica Nazionale.....	112
	Il calcolo della rete RDN mediante l’approccio non differenziato PPP	113
	Post-analisi delle serie temporali.....	114
3.2.	La stima di un sistema di riferimento dinamico vincolato alla penisola italiana.....	118
3.2.1.	Approccio mediante 3 parametri di moto del polo Euleriano	123
	Problema diretto	124
	Problema inverso.....	128
	Semplificazione sferica	129
	Calcolo del polo euleriano nel caso di RDN	130
3.2.2.	Approccio mediante 14 parametri di Helmert.....	134
	Calcolo della trasformazione di Helmert a 14 parametri per i siti RDN.....	136
3.2.3.	Comparazione dei risultati e discussione	139
4.	IL PPP PER APPLICAZIONI DI NATURA TECNICA	143
4.1.	Preparazione del data-set e calcolo PPP	144
4.2.	Analisi delle soluzioni PPP	146
4.3.	Risultati del test e discussione.....	147
4.3.1.	Analisi degli outliers.....	149
4.3.2.	Precisioni del PPP in funzione del tempo di osservazione	151
4.3.3.	Valutazione dell’errore formale di una soluzione PPP come stimatore della reale precisione delle soluzioni.....	152

4.3.4.	Impatto della risoluzione dell'ambiguità iniziale di fase sulle soluzioni PPP ...	154
4.4.	Considerazioni sui risultati	157
5.	I SISTEMI DI RIFERIMENTO GEODETICI E LE APPLICAZIONI NEL RILIEVO TECNICO GNSS	161
	161	
5.1.	La diffusione dei RF fino ai contesti tecnici	161
5.2.	Aspetti critici legati al posizionamento NRTK.....	165
	Approccio e misure svolte.....	168
	Analisi e valutazione dei risultati	169
5.3.	La rete GPS-7 di RER.....	173
	CONCLUSIONI.....	178
	Bibliografia	183
	Ringraziamenti.....	188

INTRODUZIONE

I sistemi di riferimento geodetici costituiscono il “linguaggio comune” necessario per poter condividere le informazioni relative alla descrizione geometrica della Terra, dalla sua forma globale ai dettagli degli oggetti su di essa costruiti. Questo linguaggio si esprime in termini di coordinate. Come è vero che si può esprimere un concetto in varie lingue, è anche vero che lo stesso concetto non è comprensibile da chi parla lingue diverse se non conoscendo le regole per una corretta traduzione. Allo stesso modo è possibile descrivere un oggetto, a qualunque scala, esprimendo le coordinate dei suoi punti caratteristici in più di un sistema di riferimento, ma non è possibile condividere dati espressi in sistemi di riferimento diversi se non sono note le opportune trasformazioni di coordinate.

I sistemi di riferimento geodetici classici, ed i relativi *frame* che ne diffondevano l'informazione sul territorio, erano definiti con regole valide a livello regionale. Questo non costituiva un problema in passato, dal momento che le tecniche di misura terrestri classiche non consentivano di estendere l'area del rilievo a livello globale, ed anche a livello continentale, esse non consentivano di raggiungere precisioni per le quali diventasse limitante l'accuratezza del sistema di riferimento disponibile. Seguendo l'esempio linguistico, fino a quando le persone non hanno la possibilità di viaggiare facilmente da una nazione all'altra, non ha particolare importanza il fatto che in queste si parlino lingue diverse.

Dagli anni sessanta in poi si è sviluppata la geodesia spaziale che da un lato necessita di un sistema di riferimento valido su scala globale, e dall'altro ne consente la definizione, sempre più accurata con l'evoluzione delle tecniche. Oggi, come già negli ultimi decenni del '900, i sistemi di riferimento globali vengono definiti e monitorati con tecniche di geodesia spaziale. Tra queste quella certamente più diffusa è la tecnica di posizionamento basata sui GNSS (*Global Navigation Satellite Systems*), ovvero sistemi satellitari che, a partire dalla definizione delle orbite dei satelliti, consentono la misura delle coordinate di punti a terra, con precisioni che vanno via via migliorando nel tempo. Questo aspetto permette, ed impone, di realizzare *frame* di riferimento sempre più accurati, che vanno quindi monitorati ed aggiornati nel tempo.

Un altro aspetto, forse il principale, che rende fondamentale il problema del monitoraggio di un sistema di riferimento globale, è la natura non rigida della crosta terrestre. Questa subisce continue evoluzioni, sia lente e quindi parzialmente modellizzabili, che improvvise ed imprevedibili. Soprattutto quando le precisioni da gestire diventano sub-centimetriche è fondamentale che il *frame* di riferimento sia mantenuto monitorato, aggiornato, e rispecchi le reali evoluzioni della Terra nel suo complesso.

In particolare, esistono fenomeni di deriva delle placche continentali che portano a variazioni di coordinate che, considerate le precisione oggi consentite nel rilievo di punti appartenenti anche a continenti diversi, risultano evidenti anche nel breve periodo. Questo aspetto implica la necessità di definire, a partire da quello globale, dei sistemi di riferimento validi su scala regionale, vincolati alle aree interessate, che consentano una maggiore stabilità delle coordinate dei punti misurati all'interno di esse. Come premesso, è fondamentale in questi casi che esistano delle regole di conversione delle coordinate tra ciascun sistema di riferimento regionale e quello globale, e che queste siano "facilmente" utilizzabili. In altre parole, se è necessario che ciascun popolo continui a parlare la propria lingua, è anche necessario che si conoscano almeno le regole fondamentali per tradurre, all'occorrenza, la propria lingua in una comune e condivisa sull'intero pianeta.

Uno degli approcci di calcolo delle osservabili GNSS utilizzati nel monitoraggio delle reti di stazioni permanenti è il così detto Precise Point Positioning (PPP). Questa tecnica, che si sta diffondendo in particolare negli ultimi 15 anni nell'ambiente geodetico, consente il calcolo delle coordinate di un singolo ricevitore GNSS, che vengono espresse direttamente nel sistema di riferimento globale. Le precisioni sono del tutto paragonabili a quelle tipiche del classico approccio differenziato, almeno quando si lavora con file di osservazioni di 24 ore, mentre si hanno notevoli vantaggi in termini di rapidità e flessibilità di calcolo.

Nel PPP, l'unico vincolo che lega le coordinate ottenute dal calcolo al sistema di riferimento sono le effemeridi satellitari. Queste vengono definite sulla base di una rete di monitoraggio, a scala mondiale, di cui sono note le coordinate nel sistema di riferimento globale. È però possibile definire dei parametri di trasformazione che permettano di inquadrare un rilievo PPP nello stesso sistema di riferimento globale, basandosi però su un sottoinsieme regionale di stazioni permanenti. È stato quindi svolto un test approfondito sull'impatto che l'applicazione di tali parametri ha sulle coordinate calcolate con approccio PPP, sia in termini di precisione ed accuratezza, sia in termini di segnali periodici contenuti nelle serie temporali.

In Italia, dal 2012, vige un decreto ministeriale che identifica nell'ETRS89 il sistema di riferimento nazionale ufficiale, ed in particola nella sua realizzazione ETRF2000 definita all'epoca 2008.0. Viene inoltre sancito che la rete geodetica che materializza tale sistema di riferimento, e ne consente il monitoraggio, sia la Rete Dinamica Nazionale (RDN), ovvero una rete composta da oltre 100 stazioni permanenti GNSS. Il monitoraggio dei sistemi di riferimento, sia a scala globale che su scala regionale, avviene infatti al giorno d'oggi sulla base

dei dati forniti da un numero sempre crescente di stazioni permanenti GNSS, oltre a quelle VLBI, SLR e DORIS.

Questo comporta la necessità di saper gestire una grande quantità di dati, elaborarli, ed analizzare correttamente i risultati. Un primo aspetto di cui ci si è quindi occupati è stato quello di sviluppare procedure, il più possibilmente automatizzate, che permettano la gestione e l'analisi di grandi archivi di dati GNSS. Questi, infatti, vengono talvolta messi a disposizione incompleti dei metadati necessari al calcolo geodetico, in *repository* dal contenuto disorganizzato e disomogeneo, come nel caso di RDN.

In una seconda fase di lavoro è stata calcolata l'intera rete RDN, considerando circa 6 anni di dati giornalieri, e permettendo quindi la definizione e l'analisi delle serie temporali relative a ciascuna stazione. Questo ha permesso da un lato di definire le coordinate di riferimento ufficiali del *frame* nazionale, e dall'altro di analizzare il campo di velocità residue, rispetto al sistema ETRS89, del territorio italiano. Quest'ultimo ha confermato una peculiarità, già evidenziata in ambito internazionale, della penisola italiana: questa, a differenza delle aree più stabili della placca eurasiatica, evidenzia un moto residuo rispetto al sistema di riferimento europeo molto maggiore, che raggiunge anche i 5 mm/anno. Basandosi sulle serie temporali calcolate per la rete RDN si è quindi cercato di definire un set di parametri di trasformazione che definiscano, a partire dall'ETRS89, un sistema di riferimento nuovo e maggiormente vincolato alla penisola italiana.

Ci si è poi soffermati ulteriormente sull'approccio di calcolo PPP, analizzandolo da un punto di vista diverso da quello del monitoraggio dei *reference frame* dinamici per il quale viene tipicamente utilizzato. Il PPP ha infatti alcune peculiarità che potrebbero risultare molto vantaggiose anche in contesti di utilizzo maggiormente tecnico-applicativi dei GNSS, che richiedono però tipicamente dei tempi di acquisizione dei dati inferiori alle 24 ore che permettono le stazioni permanenti. Come per l'approccio differenziato, anche per il PPP uno degli aspetti che maggiormente condizionano la precisione delle coordinate calcolate è il tempo di acquisizione delle osservabili GNSS. A tempi di acquisizione più brevi corrispondono tipicamente precisioni peggiori, per questo motivo è stato svolto un test per analizzare le prestazioni del PPP quando applicato a file di dati GNSS più corti di 24 ore. In particolare sono stati analizzati tempi di acquisizione dei dati di 12, 6, 3 ore, 1 ora e mezzora. Le analisi sono state svolte sia in termini di precisione ed accuratezza, sia in termini di affidabilità dell'errore formale fornito dal software di calcolo, che nel caso del PPP rappresenta un aspetto potenzialmente critico.

La definizione del *frame* globale, e delle più corrette strategie d'inquadramento nel sistema di riferimento che questo materializza, sono solo i primi, anche se fondamentali, anelli della catena che permette ad ogni tecnico topografo di esprimere i propri rilievi nel corretto sistema di riferimento. La maggior parte dei rilievi tecnici che vengono svolti sul territorio sono realizzati con tecniche di rilievo classiche, oppure GNSS relative, eventualmente con approcci di calcolo in tempo reale RTK od NRTK. In tutti questi casi si rende necessaria la presenza diffusa sul territorio di infrastrutture geodetiche che consentano l'accesso al sistema di riferimento ufficiale. Queste possono essere reti passive, costituite da vertici stazionabili sia con strumentazioni classiche che GNSS, che devono avere la minore interdistanza possibile tra loro. È però altrettanto fondamentale che le coordinate di tali vertici siano coerenti con quelle dei *frame* di riferimento dinamici. Per consentire l'utilizzo della tecnica di rilievo NRTK, particolarmente vantaggiosa in molti contesti, è necessaria sul territorio la presenza di un'infrastruttura costituita da stazioni permanenti, le quali devono a loro volta essere inquadrate coerentemente col sistema di riferimento ufficiale. Questi aspetti, ed in particolare alcune criticità legate alla tecnica NRTK, sono affrontati e discussi nel capitolo finale della presente tesi, anche alla luce della presenza di infrastrutture geodetiche passive quali le reti geodetiche IGM95 e le reti GPS7. In particolare è stato affrontato il problema del ruolo che tali infrastrutture geodetiche passive possono ancora avere, in un contesto dove sembra invece che i sistemi GNSS possano ormai prescindere da tali reti.

1. L'EVOLUZIONE DEI SISTEMI DI RIFERIMENTO GEODETICI

In questo capitolo si cerca di introdurre la natura dei problemi affrontati nell'elaborato di tesi, mantenendo un livello di dettaglio che non implichi al lettore la conoscenza pregressa degli argomenti, pur dando per assodate le nozioni di base di un corso di topografia in ambito di geodesia, cartografia, rilievo satellitare e trattamento statistico dei dati. Si sottolinea come sia fondamentale la corretta comprensione del contesto generale, non solo per capire i dettagli dei test svolti e per valutare i risultati ottenuti, ma anche, e soprattutto, per comprendere le motivazioni di fondo che hanno spinto il lavoro di ricerca.

1.1. I sistemi di riferimento

1.1.1. Introduzione generale

In generale, per rappresentare la forma e le dimensioni di un oggetto questo viene "semplificato" considerandone un numero variabile di punti ritenuti rappresentativi e caratteristici. La forma di un poligono, ad esempio, è rappresentabile attraverso i vertici che lo costituiscono, mentre per forme più complesse il numero di punti può essere anche sensibilmente più alto. La descrizione dell'oggetto avviene determinando le coordinate dei suoi punti caratteristici, tutte riferite allo stesso sistema di riferimento.

È evidente che un cambio del sistema di riferimento comporta una variazione nelle coordinate che descrivono l'oggetto, pur rimanendo inalterata la sua forma. In linea di principio per descrivere un oggetto, e la sua evoluzione nel tempo, è sufficiente definire un qualunque sistema di riferimento nel quale sia possibile esprimere, istante per istante, le coordinate dei suoi punti caratteristici. Se l'obiettivo è quello di descrivere la forma di un oggetto, e non il suo moto, risulta evidente quale sia lo svantaggio di avere un moto relativo tra il sistema di riferimento adottato e l'oggetto stesso, dal punto di vista delle coordinate che devono essere gestite. In molti casi è quindi preferibile avere un sistema di riferimento vincolato all'oggetto descritto, per cui le variazioni di coordinate siano dovute esclusivamente a deformazioni. Al contrario, se l'obiettivo è invece quello di monitorare lo spostamento relativo di un oggetto rispetto ad un altro, allora può essere vantaggioso scegliere un sistema di riferimento vincolato a quello supposto "fisso", in modo da valutare lo spostamento tra i due oggetti semplicemente osservando la variazione delle coordinate di uno dei due.

A seconda della complessità dell'oggetto che si intende monitorare, dell'entità delle deformazioni nei suoi vari punti e dell'entità delle variazioni di coordinate di cui si vuole tenere conto, può essere opportuno definire più di un sistema di riferimento ed esprimere, in ciascuno di essi, le coordinate di un sottogruppo di punti che caratterizzano l'oggetto stesso. Perché questo risulti efficace, e tutte le coordinate siano confrontabili tra loro, anche se indirettamente, è necessario che siano definiti i moti relativi tra i diversi sistemi di riferimento adottati.

Per fare un esempio, si consideri una bicicletta che si sta muovendo lungo un percorso: per descrivere in prima approssimazione il moto di questa rispetto allo spigolo di un edificio, si potrebbe definire un sistema di riferimento cartesiano orientato, con un asse Z lungo lo spigolo verticale, un secondo asse X che lo interseca ad altezza del marciapiede e parallelo ad una facciata dell'edificio, ed il terzo Y orientato di conseguenza. Si definiscono così, istante per istante, le tre coordinate assunte dal punto P nel nodo di sella della bicicletta. Queste potranno variare nello spazio tridimensionale e daranno un'informazione piuttosto grossolana sulla posizione della bicicletta; ad esempio non sarà chiaro se una diminuzione della coordinata Z sarà dovuta al cambio di quota del tracciato percorso o dall'inclinazione necessaria per affrontare una curva. In generale non sarà possibile descrivere, attraverso un solo set di coordinate, l'assetto del veicolo, ovvero i tre angoli di inclinazione del telaio rispetto ai tre piani principali identificati dal sistema di riferimento. Per fare ciò si dovranno definire le tre coordinate XYZ di almeno altri due punti del telaio rigidamente connessi a P , che potranno essere ad esempio il centro del mozzo della ruota posteriore M e quello del movimento centrale C .

Supponendo di voler poi descrivere la posizione della valvola della ruota posteriore della bicicletta V , magari anche con lo scopo di contarne il numero di giri, è ancora possibile utilizzare il sistema di riferimento XYZ , ma la traiettoria descritta risulterà particolarmente complessa. In questo caso, può essere molto vantaggioso un sistema di riferimento piano con origine in M , asse A lungo la congiungente con P , ed asse B ortogonale ad A e contenuto nel piano medio del telaio individuato dai punti PMC .

La posizione di V sarà quindi esprimibile con coordinate polari, facilmente riconducibili a quelle cartesiane AB , attraverso l'angolo ϑ formato dalla congiungente tra mozzo e valvola rispetto ad uno dei due assi, avendo supposto la ruota indeformabile e quindi il raggio r costante.

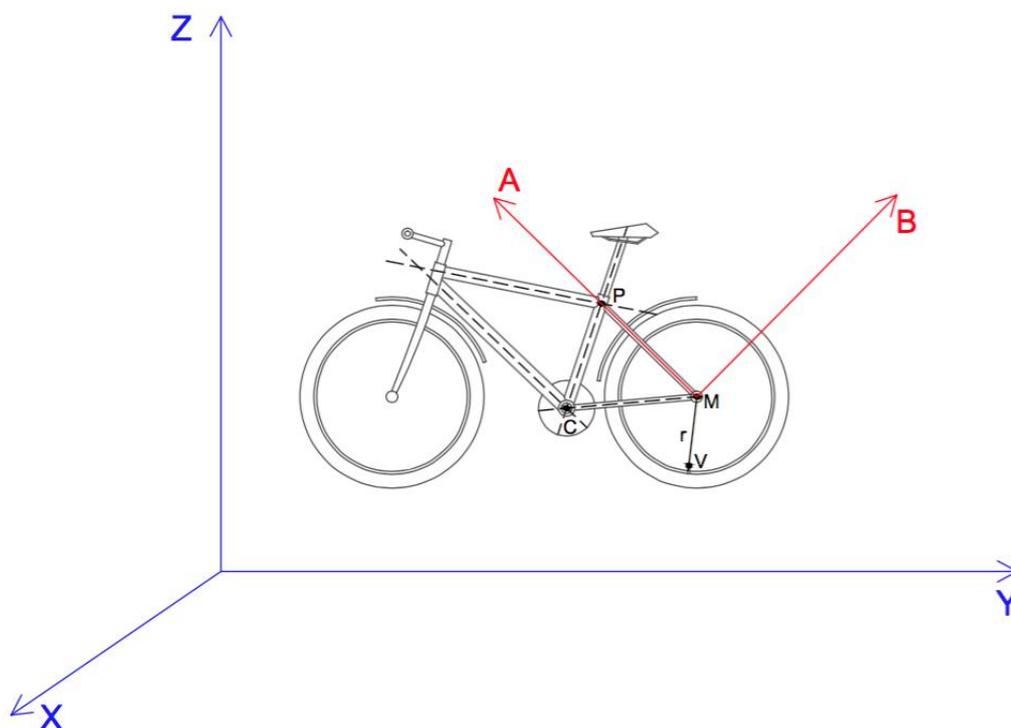


Figura 1 – Schema di differenti sistemi di riferimento che possono essere impiegati nella descrizione del moto di una bicicletta o di parti di essa.

In questo modo il conteggio del numero di giri della ruota risulterebbe molto più semplice, e la posizione in coordinate XYZ della valvola sarebbe comunque esprimibile una volta noti l'assetto della bicicletta, la posizione di P e la posizione relativa tra M e P (le coordinate nel sistema AB di P). Risulta evidente come il sistema di riferimento influisca fortemente sulla interpretabilità e fruibilità delle coordinate trattate, e come questo debba essere scelto opportunamente per lo scopo specifico che ci si pone.

Continuando con l'esempio, si può notare che i punti P , M e C sono definiti in modo chiaro ma non sono direttamente accessibili e misurabili. E' abbastanza facile individuare la loro proiezione sul piano PMC osservando gli elementi del telaio da una prospettiva ortogonale ad esso. Se si procedesse misurando (prescindendo ora dalla tecnica di misura) le coordinate XYZ di tre punti accessibili $P'M'C'$ sul lato destro della bicicletta, questi non definirebbero un piano parallelo a quello PMC , dal momento che si scostano da esso di quantità differenti. Sarebbe quindi necessario calcolare anche le coordinate XYZ dei punti $P''M''C''$ sul lato sinistro per poter mediare le coppie di coordinate ottenendo quelle dei punti P , M e C . Questo implica però di dover eseguire, ad ogni epoca, una coppia di misure per ognuno dei tre punti.

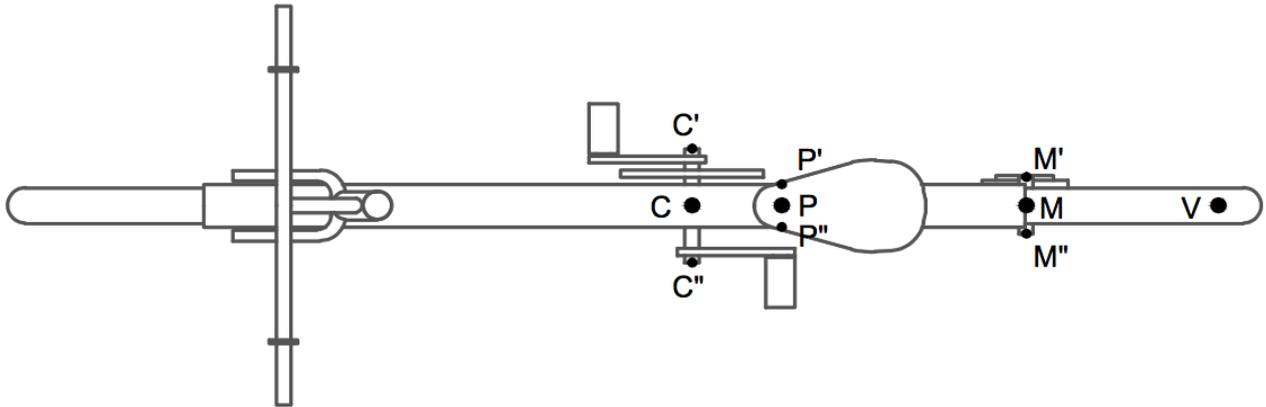


Figura 2 – schema di una bicietta con punti notevoli utilizzati nell'esempio (vista dall'alto).

Un'alternativa può essere quella di definire una volta per tutte le distanze tra i punti $P' - P''$, $M' - M''$ e $C' - C''$, la cui metà rappresenta la distanza dei punti misurati dal piano medio del telaio, al che risulterebbe semplice definire la rototraslazione tra il piano $P'M'C'$ ed il piano PMC . Sarebbe quindi sufficiente la misura ad ogni epoca dei tre punti sul lato destro del telaio per risalire alla posizione dei punti P , M e C , e quindi alla posizione ed assetto della bicietta. Supponiamo, infine, di voler considerare anche le dilatazioni termiche, che modificheranno, in qualche misura, le distanze tra i punti direttamente misurabili a destra e sinistra del piano PMC , per cui considerando solamente quelli sul lato destro si incorrerebbe ad un errore nella definizione delle coordinate XYZ di P , M e C dovuto al legame tra questi e P' , M' e C' . Misurando ad ogni epoca anche i punti sul lato sinistro si eviterebbe il problema, ma al "prezzo" di un numero doppio di coordinate da definire (9 in più per ogni epoca). Converrebbe allora ripetere ad ogni epoca solamente le misure "locali" delle distanze $P' - P''$, $M' - M''$ e $C' - C''$, avendo solo 3 misure in più per ogni epoca. Questo insieme misure e calcoli permetteranno quindi la definizione dell'assetto corretto del veicolo tenendo conto anche delle deformazioni termiche.

Questi esempi evidenziano come i sistemi di riferimento, facilmente definibili dal punto di vista teorico, necessitino di un numero minimo di punti direttamente misurabili, di cui siano note le coordinate, per poter essere utilizzabili in un contesto reale. Le coordinate di questi punti, a loro volta, possono essere affette delle deformazioni del corpo cui appartengono e necessitare quindi di misurazioni periodiche.

Sono stati così introdotti i concetti di *reference system* (RS) e *reference frame* (RF), fondamentali nel seguito: il RS rappresenta l'idea teorica del sistema di riferimento, che spesso non coincide con nulla di fisicamente individuabile e tangibile nel mondo reale. Ciò che invece deve essere

tangibile, e quindi misurabile nel mondo reale, è il RF, ovvero quell'insieme di punti le cui coordinate costituiscono il legame tra il RS ed il mondo fisico.

Lo stesso *frame* di punti può essere utilizzato per realizzare più di un RS, ed anzi definire i parametri che descrivono la posizione relativa tra questi. Come si è visto nell'esempio precedente, i punti del *frame* possono appartenere a corpi deformabili nel tempo, il che rappresenta un aspetto critico qualora tali deformazioni siano di un ordine di grandezza paragonabile all'errore massimo accettabile sulle coordinate dei punti oggetto di rilievo espresse nello stesso RS.

Riprendendo l'esempio, si supponga ora di voler definire la traiettoria della valvola V della ruota posteriore nel sistema XYZ , ma non poter misurare direttamente queste coordinate. Sono note, invece, con precisione assoluta le coordinate di V nel RS AB , il quale è idealmente complanare col piano individuato dai punti PMC , la cui posizione nello spazio XYZ è però vincolata alla misura delle coordinate di P' , M' e C' ed alle misure delle distanze $P' - P''$, $M' - M''$ e $C' - C''$. Supponendo ad esempio che queste varino, nel tempo, di una quantità massima di 2 mm, e che la precisione delle coordinate XYZ della valvola sia di qualche centimetro, allora sarà evidentemente inutile rimisurare istante per istante tali distanze, poiché l'errore introdotto dalle loro variazioni sarebbe del tutto trascurabile. Tale considerazione non è valida se ci si pone l'obiettivo di ottenere la posizione della valvola, ad ogni epoca di misura, con una precisione di ordine millimetrico. In questo caso una dilatazione termica introdurrebbe un errore non trascurabile nelle coordinate XYZ del punto V . Tale errore non sarebbe dovuto alla misura diretta del punto, bensì alla imprecisa definizione dei sistemi di riferimento usati, o meglio dei legami tra essi in questo caso.

I sistemi di riferimento, ed i relativi *frame*, di cui si tratterà nel seguito, sono soggetti alle problematiche appena introdotte e sono diversi a seconda delle applicazioni per cui vengono istituiti, del periodo storico, delle tecniche di misura utilizzate e dell'estensione dell'area per cui essi sono ritenuti validi. Si vedrà come le esigenze di precisione nella determinazione dei RF che materializzano a terra i sistemi di riferimento geodetici, ovvero quelli atti a definire la posizione di oggetti sulla superficie terrestre, siano molto variabili e portino in certi casi ad un livello di complicazione e raffinatezza inimmaginabile solo pochi decenni fa. Questo principalmente a causa, e grazie, alle moderne tecniche di rilievo satellitare ed alle precisioni sempre più elevate che si possono ottenere anche su rilievi a vastissima scala.

Si vuole rimarcare che un'imprecisione nella definizione del *frame* di riferimento si ripercuote su qualunque misura svolta a partire da esso. Inoltre, un'eventuale instabilità nel tempo del

frame può indurre ad errate interpretazioni di fenomeni visibili sugli oggetti rilevati, ma che in realtà riguardano il RF stesso. Per questo motivo la comunità geodetica internazionale profonde grande impegno nell'evoluzione delle tecniche per il monitoraggio ed il mantenimento dei sistemi di riferimento terrestri e dei relativi *frame*, cercando di affrontare il problema in modo da fornire un'accuratezza di ordine superiore a quella richiesta almeno dalle più comuni e importanti applicazioni pratiche.

1.1.2. Sistemi di riferimento geodetici "classici"

Per sistemi di riferimento geodetici "classici" s'intendono quelli realizzati sulla base di osservazioni eseguite con strumentazione tradizionale, quindi misure topografiche classiche, quali angoli e distanze, misure di orientamento astronomiche o misure gravimetriche. Al contrario, i "moderni" sistemi di riferimento globali sono definiti prevalentemente attraverso misure ottenute mediante l'ausilio diretto o indiretto di satelliti artificiali.

I sistemi di riferimento geodetici classici sono caratterizzati da una sostanziale separazione degli aspetti planimetrici da quelli altimetrici. I principali motivi che hanno reso doverosa questa separazione sono legati, da un lato, alla necessità di superfici di riferimento diverse per le quote e per la rappresentazione planimetrica, e dall'altro, all'esigenza di usare strumenti e tecniche di rilievo diversi per i due aspetti.

Sistemi di riferimento per rilievi altimetrici

Il problema altimetrico, ovvero la determinazione della quota di punti appartenenti alla superficie terrestre, è da sempre di primario interesse per le principali applicazioni pratiche. La reale forma della Terra è di fatto rappresentabile attraverso le quote dei punti che appartengono alla sua superficie, ma il concetto stesso di quota non è banale sia nella sua definizione analitica sia nella sua misura pratica.

La forza gravitazionale, ancorché compresa fisicamente, è da sempre un'entità tangibile all'uomo attraverso evidenze quali la necessità di compiere un lavoro per superare dislivelli, la materializzazione della direzione verticale, la naturale tendenza dei fluidi a scorrere verso quote più basse, ecc. La valutazione dei dislivelli tra punti diversi è quindi un problema affrontato da secoli, rimanendo il punto cruciale del rilievo altimetrico.

Già a metà del XIX secolo si giunse alla comprensione del fatto che gli aspetti altimetrici dipendessero da un campo di forze presente sulla Terra, in quanto corpo dotato di massa propria e di moto rotazionale. Questo campo di forze, detto gravitazionale, è dimostrabile che ammetta un potenziale e pertanto delle superfici chiuse equipotenziali. Tali superfici sono ortogonali in ogni punto alle linee di forza del campo, ovvero alla verticale locale che è facilmente individuabile sulla superficie terrestre. È però tecnicamente problematica la misura precisa, per via gravimetrica, dell'intensità della forza gravitazionale legata ad ogni punto, e quindi la determinazione della superficie equipotenziale passante per esso.

Attraverso metodi di misura, come la classica livellazione geometrica dal mezzo, è possibile misurare con buona precisione dislivelli di natura geometrica, quindi non strettamente legati al concetto di differenza di potenziale gravitazionale, ma intesi come distanze percorse lungo una stessa linea di forza del campo. Nel caso in cui le superfici equipotenziali non siano sempre parallele tra loro allora il concetto dislivello geometrico non coincide a rigore con quello di differenza di potenziale. Nell'individuazione di una superficie equipotenziale è possibile sfruttare i fluidi che, in virtù della loro incapacità di resistere a sforzi di taglio, tendono a disporsi col pelo libero in direzione ortogonale a quella delle linee di forza del campo cui sono soggetti.

Per rendere agevole il calcolo dei dislivelli tra molti punti, anche posti a grandi distanze tra loro e rilevati in tempi diversi, si è reso necessario introdurre il concetto di quota, ovvero la distanza di un punto lungo la direzione verticale rispetto ad una comune superficie di riferimento. Proprio la determinazione della superficie di riferimento comune, a cui riferire le quote dei punti rilevati, è stata, ed è tutt'oggi, oggetto di grande studio e continuo affinamento. Come superficie di riferimento per le quote si è ritenuto opportuno adottare quella superficie equipotenziale del campo gravitazionale individuata livello medio dei mari, che costituiscono circa il 72% della superficie terrestre, nonché l'estensione di tale superficie sotto le terre emerse. Questa particolare superficie equipotenziale viene denominata geoide. La quota di un punto geometricamente riferita al geoide, ovvero la distanza lungo la linea di forza nel tratto compreso tra il geoide ed il punto stesso, viene definita "quota ortometrica".

La forma del geoide non può chiaramente essere quella sferica per effetto della rotazione della Terra attorno al proprio asse e delle forze di inerzia che ne derivano, nulle ai poli e massime all'equatore, né può essere regolare in quanto disomogenea è la distribuzione delle masse terrestri, che si concentrano maggiormente nelle aree continentali.

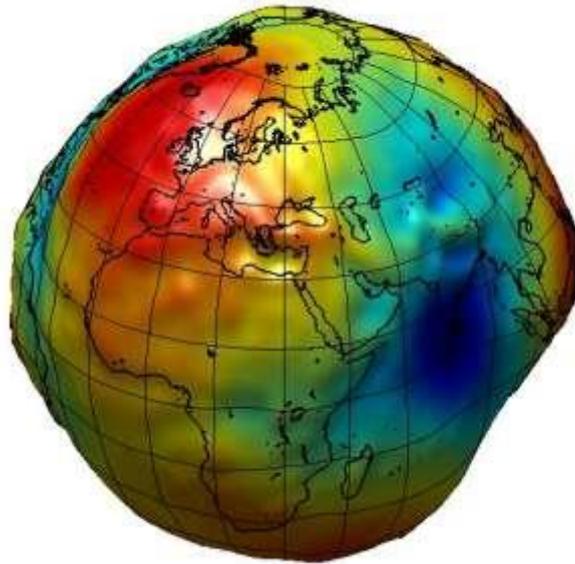


Figura 3 – Rappresentazione della superficie del Geoide, evidentemente enfatizzata nei suoi scostamenti dalla forma regolare dell'ellissoide.

Da queste considerazioni si deduce anche che le superfici equipotenziali del campo gravitazionale non possono essere tra loro parallele in ogni punto della Terra, pertanto punti diversi, che abbiano quote ortometriche uguali, non necessariamente appartengono alla stessa superficie equipotenziale. Questo si è rivelato essere un problema apprezzabile, con le tecniche di misura di cui si dispone, per punti che distano tra loro più di una trentina di chilometri circa, ed in particolare per punti con forti differenze di quota.

La localizzazione del geoide è possibile puntualmente attraverso strumenti detti mareografi, i quali registrano la posizione della superficie delle acque marine. Questa oscilla nel tempo per via dei moti ondosi, delle maree, ed altri effetti di più lungo periodo, per quantità che variano anche di decine di metri in alcune aree. È pertanto necessario analizzare serie temporali di dati mareografici, della durata di decenni, per pervenire ad una stima attendibile della posizione locale del geoide.

Inoltre, la diversa densità delle acque dovuta a fenomeni quali differenze di temperatura, concentrazioni saline, correnti ecc., fa sì che il livello medio del mare in aree molto lontane tra loro non appartenga esattamente alla stessa superficie equipotenziale.

La posizione del geoide sotto le terre emerse non è ovviamente determinabile in modo diretto, rendendone necessaria l'estrapolazione attraverso la misura di dislivelli a partire da un mareografo. Come si è detto, il non parallelismo tra le superfici equipotenziali impone, allontanandosi di parecchie decine di km dal mareografo di riferimento, di correggere le quote

ortometriche ad esso riferite attraverso misure gravimetriche. Un'ulteriore conseguenza del non parallelismo tra le superfici equipotenziali è che il dislivello ortometrico, misurato tra due punti mediante livellazione geometrica dal mezzo di alta precisione, può non essere lo stesso se la linea di livellazione segue percorsi diversi. Il che risulta vero, a maggior ragione, se la quota ortometrica di un punto viene misurata a partire da due punti diversi posti sulla stessa superficie equipotenziale.

Con queste considerazioni si vuole evidenziare la complicazione insita nella realizzazione di un sistema di riferimento per l'altimetria, valido per un'area molto estesa di territorio almeno qualora ci si voglia spingere oltre a certe precisioni. Anche per questi motivi i sistemi di riferimento altimetrici di interi stati rimangono convenzionalmente vincolati ad un singolo mareografo fondamentale, dal quale si propaga una rete di livellazione di alta precisione, corretta al meglio delle possibilità tecnico economiche disponibili.

Sistemi di riferimento per rilievi planimetrici

Per un problema di natura monodimensionale, come quello legato alle quote, disporre di una superficie di riferimento irregolare e complessa, come il geoide, non crea particolari problemi dal punto di vista matematico, ed è anzi necessaria per avere quote fisicamente significative. Passando invece al problema planimetrico, la necessità di rappresentare su un piano degli elementi geometrici che per loro natura giacciono su superfici tridimensionali e di eseguire calcoli su angoli o distanze, impongono l'utilizzo di una superficie di riferimento descrivibile matematicamente in forma chiusa ed in modo relativamente semplice e gestibile. Dato che il geoide non risulta possedere questo requisito, si ricorre ad una sua approssimazione. La forma geometrica che meglio si presta a questi scopi è l'ellissoide di rotazione, il quale permette di descrivere lo schiacciamento ai poli che la Terra subisce per via delle forze d'inerzia, dovute al moto di rotazione attorno al proprio asse. L'ellissoide è descrivibile geometricamente attraverso due soli parametri e ben si presta agli sviluppi matematici necessari per i calcoli di aree, angoli e distanze, così come per la definizione delle trasformazioni che le figure subiscono nel passaggio alla rappresentazione piana. Analiticamente l'ellissoide può essere espresso nella sua forma canonica in un sistema di riferimento cartesiano:

$$\frac{x^2+y^2}{a^2} + \frac{z^2}{b^2} = 1 \quad (1)$$

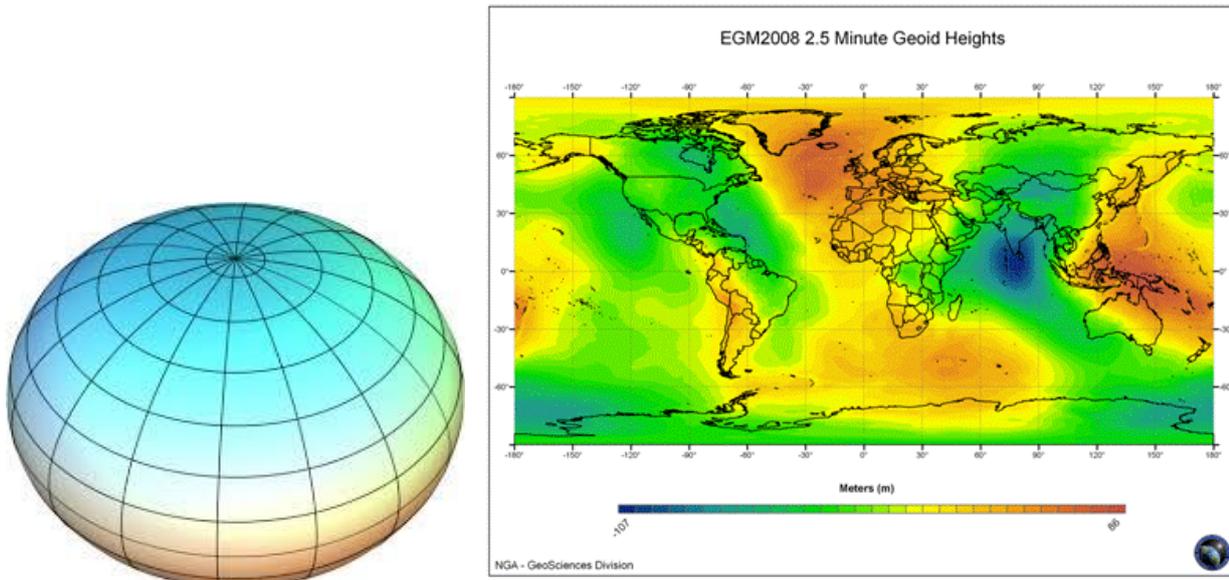


Figura 4 – Nell’immagine di sinistra la rappresentazione di un ellissoide di rotazione, in quella di destra la distribuzione spaziale dell’ondulazione del geoid EGM2008 rispetto all’ellissoide WGS84. (http://earth-info.nga.mil/GandG/wgs84/gravitymod/egm2008/egm08_wgs84.html)

dove a e b rappresentano le dimensioni dei due semiassi, rispettivamente maggiore e minore, dell’ellisse che viene fatta ruotare attorno all’asse z per ottenere l’ellissoide di rotazione.

Nella geodesia classica la determinazione delle dimensioni caratteristiche dell’ellissoide di rotazione è stata oggetto di grande interesse, in particolare nei decenni a cavallo del 1900, e di numerose campagne di misura basate su osservazioni astronomiche. Esistono quindi diverse definizioni dell’ellissoide di riferimento susseguitesi nel tempo, sempre più accurate, e tese ad approssimare al meglio possibile la superficie del geoid. Comunque, la scelta di adottare un ellissoide piuttosto che un altro dipende anche dall’area considerata che s’intende rappresentare. Per zone diverse del globo possono essere diversi gli ellipsoidi che meglio approssimano la porzione locale del geoid, così come può essere sufficiente sceglierne opportunamente l’orientamento relativo, come verrà ribadito in seguito.

La separazione tra altimetria e planimetria avviene quindi utilizzando il geoid come riferimento per le quote ortometriche e l’ellissoide di rotazione come superficie matematica sulla quale proiettare, secondo le normali ad essa, le coordinate dei punti rilevati. Essendo che, dal punto di vista planimetrico, la posizione di ogni punto è vincolata ad una superficie ben definita, questa diventa esprimibile attraverso soli due parametri e pertanto l’utilizzo delle tre coordinate cartesiane risulta scomodo analiticamente e poco intuitivo per la localizzazione degli oggetti rilevati.

È pertanto necessario introdurre il sistema di coordinate geografiche, costituito da una coppia di angoli definiti come Latitudine e Longitudine. Per latitudine di un punto si intende l'angolo che la normale all'ellissoide passante per esso forma rispetto al piano equatoriale (il piano xy secondo l'espressione 1), mentre per longitudine si intende la sezione retta dell'angolo diedro formato tra il piano meridiano (piano che contiene l'asse z) contenente il punto stesso ed un particolare piano meridiano di riferimento scelto convenzionalmente.

Se è vero che il geoide è idealmente la migliore approssimazione della reale forma della Terra, l'ellissoide di rotazione è a sua volta la migliore approssimazione del geoide, con la fondamentale caratteristica di essere facilmente esprimibile analiticamente. Risulta quindi comodo definire il geoide stesso come una correzione altimetrica da applicare punto per punto ad un ellissoide di riferimento, esprimendolo poi attraverso la distribuzione di questa correzione che prende il nome di "ondulazione del geoide".

L'interazione tra geoide ed ellissoide di riferimento ha da sempre una notevole importanza anche, ed in passato soprattutto, per gli aspetti di rilievo planimetrico. La messa in stazione degli strumenti di rilievo classici avviene infatti considerando la verticale locale, quindi riferita al geoide, mentre le misure svolte devono essere trattate analiticamente come se fossero riferite all'ellissoide ed alla sua normale. In campagna vengono quindi misurati angoli azimutali riferiti alla verticale, che sono concettualmente diversi da quelli riferiti alla superficie matematica ed alla sua normale. Può quindi accadere che, almeno in certe aree, la deviazione tra la verticale e la normale per uno stesso punto porti a differenze tra angoli azimutali che superano la sensibilità strumentale, imponendo quindi di non confondere i due angoli e rendendo necessaria una stima della deviazione stessa per poter rientrare entro certe accuratezze. Per questo motivo è opportuno, ai fini pratici del rilievo topo-cartografico, che l'ellissoide di riferimento usato si discosti localmente il meno possibile dal geoide nell'area interessata.

La relazione tra geoide ed ellissoide dipende, oltre che dalla forma e dimensioni di questi, dal loro orientamento relativo. Nella geodesia classica, l'insieme di parametri che definiscono le dimensioni dell'ellissoide ed il suo orientamento rispetto al geoide prende il nome di "Datum geodetico".

Lo stesso ellissoide di rotazione può essere utilizzato per la definizione di diversi Datum geodetici, a seconda di come questo viene orientato, con lo scopo di minimizzare l'ondulazione del geoide e la deviazione della verticale per una determinata area di interesse. Evidentemente

l'estensione dell'area considerata è un fattore che influenza la scelta dei parametri di orientamento ed il risultato ottenuto in termini di massima ondulazione del geode.

Per rendere operativa la definizione di Datum è necessario introdurre dei vincoli che collochino in modo univoco la posizione dell'ellissoide rispetto alla superficie topografica, questi vengono imposti tipicamente come segue.

- L'inclinazione relativa tra ellissoide e superficie topografica viene vincolata scegliendo le coordinate geografiche di un punto, detto punto di emanazione, in cui si impone la coincidenza tra la verticale e la normale all'ellissoide.
- La direzione dell'ellissoide viene imposta facendo coincidere la direzione di un meridiano ellissoidico con quella di un meridiano astronomico, o meglio facendo coincidere l'azimut ellissoidico tra due punti con quello astronomico misurato tra gli stessi.
- La quota ellissoidica viene vincolata facendola coincidere a quella ortometrica nel punto di emanazione.

Con questa procedura la deviazione della verticale risulta nulla nel punto di emanazione, ma all'aumentare dell'estensione dell'area considerata aumenta la probabilità che, almeno per alcune zone, si abbiano deviazioni della verticale di entità elevata. Per ovviare a questo problema, qualora il Datum in via di definizione debba riguardare un'area particolarmente estesa, è più opportuno determinare le coordinate di più punti, ben distribuiti, per i quali si imponga di minimizzare le deviazioni delle verticali, ad esempio con un criterio ai minimi quadrati.

Risulta evidente che la definizione di Datum locali comporti anche la non coincidenza del centro dell'ellissoide con il centro del geode. D'altro canto con le tecniche di rilievo classiche, in passato, non era pensabile compiere misure dirette tra punti appartenenti a continenti diversi, pertanto non vi era l'esigenza di un unico Datum globale sul quale riferire calcoli di elevata precisione.

Esempi di Datum geodetici "classici"

Per meglio esplicitare i concetti sopra introdotti si vogliono ora presentare i principali Datum geodetici che hanno interessato l'Italia nel ventesimo secolo.

Il Datum geodetico nazionale rimasto in vigore fino a metà degli anni novanta è il Roma 40, basato sull'ellissoide di Hayford, orientato con punto di emanazione nell'osservatorio astronomico di Monte Mario a Roma nel 1940. In tale punto vengono fatte coincidere le coordinate geografiche ellissoidiche con latitudine e longitudine astronomiche, con la conseguenza che la normale all'ellissoide viene a coincidere con la verticale locale. L'orientamento dell'ellissoide viene vincolato assegnando al vertice di Monte Soratte un azimut coincidente con quello astronomico misurato da Monte Mario. Il vincolo altimetrico viene imposto assegnando al vertice di Monte Mario la quota ortometrica misurata a partire dal mareografo di Genova.

Il *frame* (la così detta "realizzazione" in termini classici) di tale sistema di riferimento è la rete trigonometrica fondamentale dell'IGM (Istituto Geografico Militare) riportata in Figura 5, materializzata a partire dagli ultimi decenni del diciannovesimo secolo, misurata e calcolata in quelli successivi fino alla pubblicazione nel 1919.

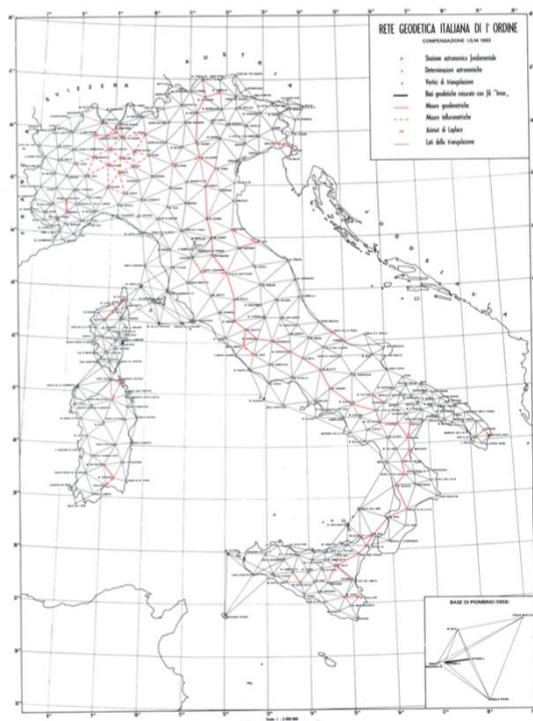


Figura 5 – Rete fondamentale IGM, vertici del primo ordine e triangolazioni effettuate.

Questa rete è costituita da circa 20000 vertici suddivisi in 4 ordini con densità crescente, dei quali i vertici del primo ordine sono quelli caratterizzati dalle accuratèzze maggiori. La rete è

stata oggetto di misurazioni ed aggiornamenti in seguito alla disponibilità di nuove strumentazioni di misura, quali i distanziometri, fino all'anno 1995 in cui venne istituita una nuova rete (denominata IGM95), misurata con le moderne tecniche satellitari.



Figura 6 - Vertice di emanazione Roma40 (Roma Monte Mario), Esempio di pilastrino, tipologia di Vertice IGM.

Per quanto riguarda le quote, il frame di riferimento è costituito dalla rete di livellazione di alta precisione dell'IGM, Figura 7, utilizzata anche nel collegamento tra i caposaldi di Genova e Monte Mario.



Figura 7 - Rete di livellazione di alta precisione dell'IGM.

Questa rete rappresenta tutt'oggi il frame al quale vengono collegati, attraverso misure di livellazione, i vertici delle moderne reti geodetiche GNSS (*Global Navigation Satellite System*)

per quanto riguarda la determinazione delle quote ortometriche di riferimento. Il Datum Roma40 costituì poi la base su cui venne sviluppata la cartografia ufficiale nazionale in scala 1:25000 nel sistema cartografico Gauss-Boaga.

Precedentemente al Datum Roma40, in Italia non esisteva un sistema di riferimento unico bensì diversi Datum con validità locale, di cui tre principali, uno per il centro-nord, uno per il centro e il terzo per il sud Italia, tutti basati sull'ellissoide di Bessel, orientato rispettivamente a Genova, Roma e Castanea delle Furie. In questi Datum, il frame è costituito dalla rete catastale, basato sui primi tre ordini della rete trigonometrica IGM, più ulteriori raffittimenti che hanno portato ad una densità di punti di molto superiore a quelli della rete IGM definitiva. Tali Datum vengono ancora in parte utilizzati per le applicazioni catastali dalla Agenzia delle Entrate. Nonostante l'obsolescenza, dal punto di vista geometrico, tale rete di punti è attualmente l'unica adeguata a tali applicazioni, per le quali è fondamentale disporre di una rappresentazione a grande scala del territorio (fino ad 1:1000) e di uno storico sui confini delle proprietà.

Nel secondo dopoguerra, proprio a causa delle problematiche evidenziate durante il conflitto nelle aree di confine tra gli stati europei, è emersa l'esigenza di avere un unico Datum comune almeno per l'Europa dell'est. Nel 1950 è stato quindi definito ed istituito l'European Datum 1950 (ED50), basato sull'ellissoide "internazionale" di Hayford (così chiamato in quanto definito nelle sue dimensioni con l'intento di approssimare al meglio il geoide su scala Globale invece che per un'area specifica). L'orientamento dell'ellissoide nell'ED50 è stato definito attraverso un procedimento ai minimi quadrati, con lo scopo di minimizzare la deviazione della verticale su un certo numero di punti ben distribuiti, stimando quindi una deviazione nota ma non nulla da assegnare al punto di emanazione, situato a Potsdam in Germania.

Il frame scelto per materializzare l'ED50 è costituito da un insieme di sottoreti composte dai primi ordini (quelli più accurati) delle reti geodetiche nazionali degli stati coinvolti, opportunamente vincolate tra loro e compensate. L'ED50 ha costituito successivamente la base geodetica sulla quale sviluppare la cartografia internazionale UTM nell'area europea, rappresentata anche nelle carte topografiche fondamentali dell'IGM in scala 1:25000.

Si ribadisce la netta separazione degli aspetti planimetrici da quelli altimetrici in quanto tutti questi Datum sono stati concepiti per la rappresentazione planimetrica degli elementi da cartografare, e le reti che li materializzano rimangono svincolate da quelle di livellazione, utilizzate per la determinazione delle quote ortometriche. Nel caso europeo ad esempio,

nonostante l'introduzione dell'ED50 e della cartografia comune UTM, ogni stato mantiene per le quote un proprio riferimento autonomo vincolato a mareografi nazionali.

1.1.3. Sistemi di riferimento nell'era della geodesia satellitare

I sistemi di posizionamento GNSS hanno aperto a nuove e importanti potenzialità di rilievo, ma con esse anche a nuove esigenze e complicazioni, in particolare in termini di sistema di riferimento da adottarsi. Si è quindi reso necessario, con l'evoluzione della tecnica, affrontare problemi nuovi e via via più complessi. In questo paragrafo si cercherà di introdurre la natura delle problematiche dovute alla migrazione dal rilievo classico a quello GNSS e dei nuovi approcci con cui queste vengono affrontate. Si vuole prescindere, per ora, da aspetti tecnici sul funzionamento dei GNSS, sulle tecniche di utilizzo e sulle accuratezze e precisioni che questi sistemi consentono.

Dai Datum classici al sistema di riferimento globale

Già a partire dagli anni cinquanta si è cominciato a sentire l'esigenza di un sistema di riferimento geodetico a scala globale. Tra i principali fattori che hanno dato la spinta in tale direzione si possono citare:

- la nascita delle scienze spaziali e la necessità di mettere in relazione osservabili provenienti dallo spazio con le posizioni relative di punti a terra in continenti diversi;
- l'interesse nell'esplorazione dello spazio ed il forte sviluppo di missioni spaziali ;
- la necessità di mappe globali per l'aeronautica sia militare che civile (agli inizi di una forte espansione), così come per la navigazione marittima;
- le esigenze militari della NATO dettate dalla guerra fredda.

Già in quegli anni risultava evidente che i vari Datum continentali come ED50, NAD (North American Datum) o TD (Tokyo Datum) non fossero in grado di fornire la base per una condivisione globale dei dati geodetici e per una cartografia unica.

La svolta nella definizione di un sistema di riferimento geodetico globale arrivò con l'avvento dei GNSS (Global Navigation Satellite Systems). Sono sistemi satellitari nati con lo scopo di

fornire la posizione a terra di ricevitori passivi, in numero teoricamente illimitato, inizialmente pensati per scopi militari e successivamente diffusi anche per quelli civili. Il più noto ed utilizzato sistema GNSS funzionante è certamente il sistema americano GPS (Global Positioning System), ma altri ne sono stati sviluppati e verranno brevemente presentati nel capitolo successivo.

Il capostipite di tutti i GNSS, e diretto predecessore del GPS, può essere ritenuto il sistema americano Transit, lanciato intorno al 1960 e basato sulla interpretazione dell'effetto doppler nelle onde radio trasmesse dai satelliti. Da quel sistema in poi sono stati enormi gli sviluppi dei GNSS, tutt'ora in atto; è rimasta però la duplice esigenza di un sistema di riferimento a scala globale dovuta, da un lato, alla necessità di esprimere le coordinate delle orbite satellitari alla base del funzionamento di tali sistemi, e, dall'altro, a quella di inserire le coordinate dei punti a terra rilevati in ogni parte del globo in un sistema comune.

Il problema della determinazione delle orbite satellitari è di natura tridimensionale e non necessita la definizione di una superficie di riferimento sulla quale svolgere rappresentazioni cartografiche. È pertanto sufficiente definire una terna cartesiana ed esprimere rispetto ad essa la posizione istante per istante di ogni satellite considerato. Essendo l'obiettivo di un GNSS quello di descrivere la posizione di oggetti sulla Terra, è opportuno che il sistema di riferimento adottato sia vincolato ad essa, di modo che le coordinate di un punto fermo su di essa rimangano invariate nel tempo. Per questi motivi è stato adottato un sistema di riferimento di tipo geocentrico ECEF (Earth-Centered Earth-Fixed), idealmente definito come una terna cartesiana di assi X , Y e Z con origine nel centro di massa della Terra, asse Z coincidente con quello di rotazione medio, asse X passante per il meridiano fondamentale di Greenwich ed asse Y definito di conseguenza.

È evidente che né il centro di massa della Terra né il suo asse di rotazione medio siano entità tangibili o direttamente individuabili, pertanto rendere operativa l'idea, di per se semplice, del sistema di riferimento appena definito è un'operazione tutt'altro che banale.

L'insieme di informazioni che definiscono il percorso seguito da ciascun satellite, istante per istante, in un riferimento spazio-temporale comune, prende il nome di "effemeridi". La conoscenza delle effemeridi satellitari è il primo passo per poter utilizzare un GNSS e l'accuratezza con cui queste sono note si ripercuote sull'accuratezza nel posizionamento a terra degli oggetti rilevati. La costellazione satellitare ha un sistema di orbite che circondano la Terra e sono vincolate al suo centro di massa dall'attrazione gravitazionale. La Terra ha quindi un moto rotazionale rispetto alle orbite satellitari, che in prima approssimazione non ne sono influenzate. Nel calcolo delle effemeridi è quindi necessario stimare ed assumere come noti

anche parametri come la velocità angolare della terra e la “costante gravitazionale planetaria” (necessaria per stabilire una relazione tra i tempi di rivoluzione dei satelliti, le loro masse e la loro “quota di volo”).

Per la determinazione delle effemeridi è fondamentale la presenza a terra di alcune stazioni di controllo permanenti che acquisiscano in continuo i segnali emessi dai satelliti. La posizione di queste deve essere nota, almeno con una certa approssimazione, ed utilizzata come vincolo per la stima della posizione dei satelliti osservati.

Una volta definite le effemeridi, anche le posizioni dei punti rilevati a terra vengono di conseguenza espresse in coordinate geocentriche XYZ , che per loro natura sono tridimensionali e puramente geometriche, ovvero non legate ad aspetti fisici quali il campo gravitazionale o il geoide, come ad esempio le quote ortometriche. A differenza di qualunque rilievo topografico classico, in quello GNSS gli aspetti di natura altimetrica non sono separati da quelli di natura planimetrica. Questo implica, da un lato la possibilità di ottenere con uno stesso rilievo entrambe le informazioni, ma dall'altro la necessità di scindere in modo corretto i due aspetti. Dal punto di vista planimetrico è importante considerare che, calcolando la posizione relativa tra due punti direttamente dalle coordinate geocentriche di questi, si ottiene il vettore orientato nello spazio che li collega direttamente, ma che non rappresenta la reale distanza che è necessario percorrere per passare da un punto all'altro sulla superficie fisica della Terra. Ad esempio, la distanza tra due punti situati agli opposti del pianeta equivale, in termini di coordinate geocentriche, a circa due volte il raggio terrestre, mentre è evidente che per passare dall'uno all'altro sarebbe necessario percorrere in realtà una distanza pari alla semicirconferenza di eguale raggio. È quindi fondamentale anche in questo caso svolgere un'operazione di adattamento delle misure ad una superficie di riferimento che approssimi la forma della Terra. Ancora una volta l'esigenza di avere una cartografia rappresentabile su un supporto piano impone di riportare il rilievo su una superficie regolare tale da consentire il trattamento analitico delle misure. Inoltre, i GNSS nascono appositamente per applicazioni su scala globale e permettono di misurare le coordinate di punti a distanze di gran lunga superiori a quelle che si possono coprire coi classici metodi di triangolazione, od anche coi più moderni distanziometri, per cui superfici di riferimento come il *campo topografico* od il *campo geodetico* non sarebbero sufficienti. Conseguenza evidente di queste considerazioni è la necessità di ricondursi ad un sistema di coordinate riferito all'ellissoide di rotazione.

Esprimendo un ellissoide in forma canonica (equazione 1), ed assumendo come assi cartesiani di riferimento quelli della terna geocentrica XYZ nella quale vengono definite le effemeridi, è

possibile determinare Latitudine, Longitudine e quota ellissoidiche a partire dalle coordinate tridimensionali ottenute dal rilievo GNSS.

In questo caso, a differenza dei Datum classici, l'orientamento dell'ellissoide è vincolato alla terna cartesiana geocentrica e, ad influire sul livello di approssimazione della superficie del geoide, sono le dimensioni dei semiassi dell'ellisse. Data la scala globale del problema, queste dimensioni vengono calcolate approssimando al meglio il geoide nel suo complesso, con criteri che possono essere quello di minimizzare il valore massimo dell'ondulazione geoidica o di avere il medesimo volume totale.

I criteri con cui viene orientato l'ellissoide rispetto al geoide, in un Datum classico, subiscono qui una trasformazione, ma volendo fare un parallelismo si potrebbe pensare al centro di massa della Terra, intrinsecamente legato alle caratteristiche fisiche del pianeta, come al punto di emanazione di un Datum globale, dal momento che questo viene fatto coincidere col centro dell'ellissoide. L'orientamento dell'ellissoide avviene attraverso la misura delle coordinate geocentriche di un *frame* di punti a terra, misure che restituiscono valori puramente geometrici, ma che sono intrinsecamente legate al geoide attraverso le orbite satellitari, le quali sono invece influenzate esclusivamente dal campo gravitazionale e non dalla geometria della Terra.

Nel rilievo GNSS perdono di importanza alcuni aspetti fondamentali del rilievo classico mentre altre ne acquisiscono una ancora maggiore:

- la deviazione della verticale locale dalla normale all'ellissoide non influenza le misure effettuate;
- perde di interesse l'estensione dell'area rilevata. I teoremi della geodesia operativa e le valutazioni sulle superfici di riferimento approssimate quali campo topografico e campo geodetico diventano irrilevanti in quanto dal sistema geocentrico "nativo" del rilievo è possibile passare direttamente alle coordinate ellissoidiche;
- trasformando le coordinate geocentriche si ottiene una quota ellissoidica, ovvero la distanza geometrica tra il punto rilevato e la superficie dell'ellissoide lungo la normale locale ad esso. In linea di principio il dislivello ellissoidico tra due punti geograficamente vicini tra loro è del tutto simile (a meno di forti irregolarità locali del geoide) al dislivello ortometrico. Le quote ellissoidiche non vanno invece per nulla confuse con quelle ortometriche e necessitano di essere corrette del valore locale di ondulazione del geoide;
- la stima del geoide e dell'ondulazione geoidica acquisisce un'importanza cruciale per molte applicazioni in cui sia necessario conoscere la quota dell'oggetto rilevato,

ricordando che, in certe aree, questo valore è di decine di metri, fino anche al centinaio, e quindi di molto superiore alle precisioni che il rilievo GNSS consente.

Come conseguenza di questi aspetti si ha che l'accuratezza del rilievo altimetrico GNSS non sia influenzata solamente da un aspetto legato alla ripetibilità delle misure svolte nel loro sistema di riferimento nativo, ma anche dalla precisione con cui è stimata l'ondulazione del geoide, ed è fondamentale considerare entrambe le incertezze.

Aspetti legati all'accuratezza ed alla realizzazione di un sistema globale

La fruibilità di un Datum geodetico classico viene garantita da una rete trigonometrica di punti misurati con tecniche di rilievo terrestri. La rete di riferimento viene orientata nel punto di emanazione del Datum ed a partire da quello ne diffonde "l'informazione" attraverso le coordinate dei punti che la compongono. Appoggiando un rilievo ai punti della rete di inquadramento (o di un relativo raffittimento), ed assegnando a questi le coordinate di riferimento nel sistema desiderato, è possibile ottenere le coordinate dei nuovi punti misurati espresse coerentemente col Datum di riferimento. L'incertezza associata alle coordinate di riferimento dei vertici della rete geodetica si ripercuote inevitabilmente sulle coordinate finali dei nuovi punti.

La misura ed il calcolo di una rete geodetica classica erano operazioni che richiedevano grande impiego di risorse e di tempo, e non venivano ripetute se non alla luce di qualche innovazione dal punto di vista della strumentazione disponibile o dei metodi di calcolo e compensazione, con lo scopo di aumentarne la precisione. Una volta determinate, le coordinate di riferimento dei vertici venivano assunte come statiche nel tempo, per cui un eventuale deformazione del territorio non veniva recepita in termini di variazioni di coordinate se non a valle di un aggiornamento delle posizioni a seguito di una nuova campagna di rilievo. In tal modo potevano nascere delle incongruenze tra le misure svolte in tempi diversi, almeno per le applicazioni di massima precisione, evidenti soprattutto tra punti a grande distanza, tra i quali l'entità delle deformazioni influisce maggiormente. Questa problematica era però più teorica che reale, proprio per via dall'impossibilità di condurre rilievi di elevata precisione a grandissime distanze con le tecniche classiche di rilievo.

In generale, l'accuratezza delle coordinate ottenute da un rilievo classico (il loro livello di coerenza col Datum) dipende direttamente dall'accuratezza con cui è definito il *frame*, ovvero

la rete geodetica di riferimento, che dipende a sua volta dalla precisione delle misure svolte. L'orientamento del Datum avviene invece con tecniche diverse da quelle usate per la misura del *frame* e per i rilievi successivi, ed una volta definiti i parametri di orientamento dell'ellissoide questi vengono assunti come vincoli stabili nel tempo. Di fatto la definizione del Datum è indipendente dalla rete di riferimento che ne è la "realizzazione" ed ha il solo scopo di diffonderlo sul territorio.

Nel caso dei sistemi di riferimento globali, la presenza di un *frame* di punti a terra è invece fondamentale dal punto di vista della materializzazione del Datum e, soprattutto, della definizione del Datum stesso. La stima, ad esempio, della posizione del centro di massa della Terra, o dell'asse di rotazione medio, avviene infatti (anche) sulla base di osservazioni satellitari sui punti che costituiscono il *frame*, possibili una volta note le effemeridi, definite in un sistema di riferimento basato proprio sugli elementi fisici appena citati. Appare quindi evidente che in questo caso la definizione del *reference system* dipenda intrinsecamente dalla accuratezza della tecnica con cui viene misurato il *reference frame*, che a sua volta dipende però dalla accuratezza e stabilità del RS stesso.

A proposito di "stabilità" del sistema di riferimento, e per rendere meglio conto del livello di complicazione del problema, si fa notare che la terna cartesiana geocentrica è idealmente vincolata all'asse di rotazione medio terrestre, ma anche questo è un concetto semplice solo nella sua definizione. In pratica, l'asse di rotazione terrestre non ha una direzione stabile nel tempo né nel lungo periodo, per via dei moti di precessione degli equinozi e di nutazione, né nel breve periodo, a causa delle irregolarità nella distribuzione delle masse terrestri dovute alle interazioni gravitazionali con sole e luna ed ai moti sub-crosta. Tali irregolarità hanno periodi anche inferiori al giorno e non influenzano direttamente le orbite satellitari, per cui non tenendone conto queste si ripercuoterebbero sulle coordinate dei *frame* a terra misurate dallo spazio. Lo IERS (*International Earth Rotation and Reference System Service*) si occupa di definire e fornire alla comunità scientifica i così detti EOP (*Earth Orientation Parameters*), ovvero quei parametri che legano tra loro, in funzione del tempo, il sistema di riferimento inerziale terrestre ITRS ed il sistema di riferimento "celeste" ICRS (*International Celestial Reference System*). Applicando tali parametri alle misure, vincolate alle orbite satellitari, vengono assorbite le irregolarità dovute ai moti del polo di rotazione terrestre che influenzerebbero altrimenti le coordinate ITRS dei punti a terra.

Esistono poi, sempre a causa delle interazioni tra forze gravitazionali e moti interni alla terra, altri effetti che influenzano ciclicamente le coordinate ITRS dei punti a terra, le così dette maree. La crosta terrestre si comporta infatti in prima approssimazione come un corpo elastico, risentendo quindi delle forze che agiscono su di essa per via delle maree oceaniche, o direttamente delle forze gravitazionali che implicano delle maree solide. Anche questi effetti devono comunque essere modellizzati e tenuti in conto almeno nelle applicazioni di maggiore precisione. Questi effetti, per quanto complessi e caratterizzati da una inevitabile aleatorietà, hanno una natura ciclica ed è possibile modellizzarli in modo che le coordinate di punti a terra, determinate tramite sistemi GNSS, non ne risentano.

Se, al netto degli effetti appena descritti, i punti a terra che costituiscono il RF avessero una posizione relativa invariabile nel tempo allora, a meno di evoluzioni nella tecnica di misura, sarebbe possibile stimare le coordinate di questi una volta per tutte, magari a seguito di osservazioni ripetute e rideterminazioni delle effemeridi, ed usarle come realizzazione del Datum globale. La Terra non può però essere considerata un corpo rigido, esistono infatti fenomeni che ne modificano la superficie in modo non trascurabile, come la deriva dei continenti ed i terremoti di grande entità. Essendo il RF una rete di punti situati in continenti diversi è quindi fondamentale considerare il che le coordinate che lo caratterizzano cambiano nel tempo. I fenomeni appena citati non hanno una natura ciclica, quindi, da un lato non devono essere rimossi nel calcolo delle coordinate e dall'altro non sono prevedibili nel lungo periodo. Nella definizione dei moderni frame di riferimento globali questo aspetto viene considerato stimando e pubblicando sia le coordinate dei punti ad una certa epoca, sia le velocità medie tridimensionali dei punti stessi all'interno di un certo periodo, sia le discontinuità nelle serie temporali delle coordinate stesse. La stima delle velocità medie di un punto può essere definita con sufficiente precisione solo a valle di qualche anno (generalmente almeno 3) di misurazioni e a valle dell'analisi delle serie temporali registrate. La stima delle velocità medie, che sottintende l'ipotesi di moto lineare del punto, porta inevitabilmente con sé un'incertezza dovuta alle misure.

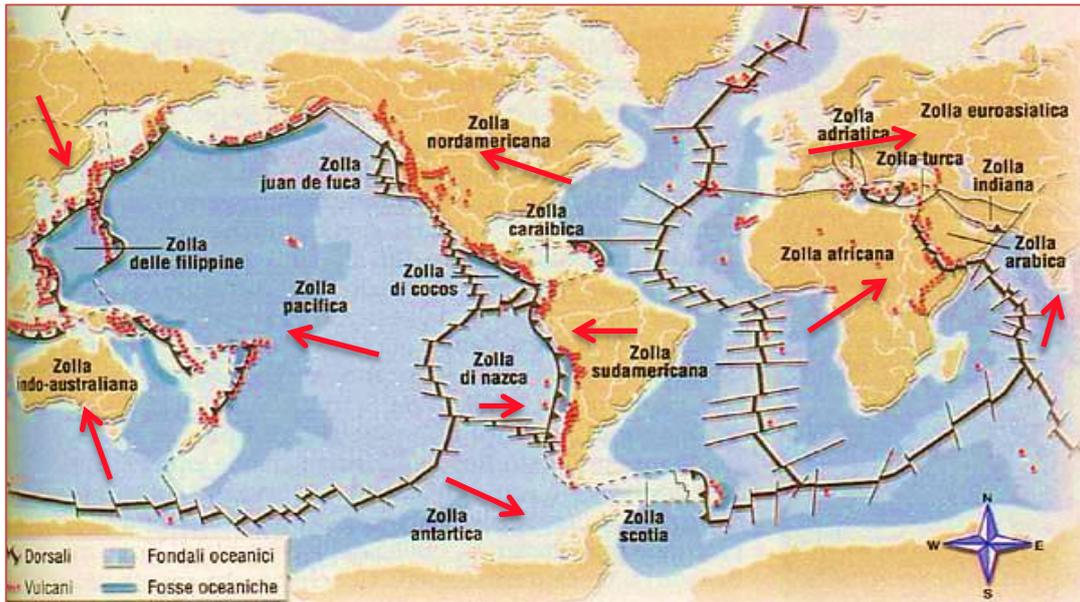


Figura 8 – La tettonica delle placche continentali.

Inoltre l'ipotesi stessa di moto lineare è una approssimazione della realtà valida nell'intorno di una certa epoca. Questi fatti comportano che la definizione di un frame di riferimento perda fisiologicamente di accuratezza col passare del tempo, portando quindi alla necessità di ridefinire le coordinate ed aggiornare le velocità medie dei punti a distanza di qualche anno dalla loro pubblicazione.

Esistono infine fenomeni locali che riguardano in qualche misura ogni stazione permanente GNSS, facendone variare le coordinate nel tempo. Questi sono imputabili alla materializzazione dei punti misurati e/o alla scelta del sito, che idealmente non dovrebbe risentire di effetti stagionali, quali le variazioni di temperatura, i movimenti del terreno dovuti ai diversi livelli di imbibizione, gli spostamenti sulla cima degli edifici dovuti a movimenti delle fondazioni ecc. Per tutti questi effetti, che sono generalmente ciclici, non è possibile definire dei modelli su scala globale che li descrivano, permettendo di eliminarli ed ottenere da una singola misura la coordinata media del punto. Questo comporta che, anche per periodi vicini a quelli di emanazione di un dato RF, possa esistere in qualche misura una discrepanza tra le coordinate ottenibili per ogni punto e le sue coordinate di riferimento propagate nel tempo in funzione della sola velocità media. A rigore si potrebbe quindi pensare di pubblicare per ogni punto del RF anche un modello di movimento locale del punto misurato, da sommare alle sue coordinate di riferimento ed alla propagazione della sua velocità media. Va sottolineato che l'entità dei movimenti locali è generalmente piccola, proprio in virtù di una accurata scelta dei siti in cui vengono materializzate le stazioni permanenti, le quali entrano a far parte delle reti di

monitoraggio dei sistemi di riferimento; per cui tale operazione ad oggi non viene ancora fatta per nessun *reference frame* ufficiale.

Un'ultima considerazione di carattere del tutto generale è quella che porta alla definizione di sistemi di riferimento geodetici regionali oltre a quelli globali. Come si è visto, l'utilizzo di un sistema di riferimento valido su scala globale comporta che le coordinate dei punti a terra cambino nel tempo di quantità non trascurabili. Questo, dal punto di vista della definizione del RF, comporta la necessità di monitorare nel tempo una rete di stazioni permanenti costituita da qualche centinaio di stazioni. Dal punto di vista applicativo invece si ha che la redazione, ad esempio, di una cartografia a grande scala, comporti il rilievo di un numero di punti e dettagli enormemente maggiore, per cui non è attualmente pensabile adottare un processo continuo di rilievo e pubblicazione delle coordinate. Ciò comporta che le coordinate rilevate e pubblicate in una certa epoca diventeranno via via meno accurate col passare del tempo, fino a renderle palesemente incoerenti con quelle che possono essere determinate, nello stesso sistema di riferimento, eseguendo un rilievo a distanza di qualche anno. In generale esistono una serie di applicazioni, tra cui appunto quelle cartografiche, per cui è vantaggioso poter disporre di coordinate stabili nel tempo anche alle precisioni centimetriche che i sistemi GNSS permettono oggi di ottenere, condizione impossibile da mantenere riferendo le coordinate all'ITRS. D'altro canto è vero anche che le applicazioni basate su una cartografia valida a scala globale necessitano generalmente di precisioni molto minori di quelle richieste per applicazioni tecniche locali, per cui le variazioni di coordinate rimangono trascurabili per tempi lunghi anche se riferite al sistema globale.

Per le applicazioni in cui le precisioni richieste sono maggiori, ed è quindi necessaria una maggiore stabilità nel tempo delle coordinate, diventa necessario istituire dei sistemi di riferimento regionali, vincolati al territorio che s'intende rappresentare e validi esclusivamente per esso. Vengono quindi realizzati sistemi di riferimento diversi, che seguano il moto medio di ciascuna delle placche continentali. Essendo queste in moto tra loro, ma relativamente stabili nella loro forma, è possibile ridurre le variazioni di coordinate di un ordine di grandezza rispetto a quelle espresse nel sistema globale, e quindi molto più convenienti per le applicazioni tecniche basate su di esse.

Così come per l'esempio della bicicletta riportato all'inizio del capitolo, risulta fondamentale la conoscenza dei parametri di trasformazione che legano il sistema di riferimento globale a quelli regionali in funzione del tempo. Infatti, i GNSS permettono anche il rilievo di coordinate *assolute* dei punti a terra, riferite quindi al sistema globale, e solo applicando i parametri di

trasformazione tra questo sistema di riferimento e quelli regionali diventa possibile confrontare un nuovo rilievo con la cartografia ufficiale espressa nel sistema di riferimento regionale. Inoltre, molti rilievi GNSS svolti con tecniche relative sono inquadrati per loro natura in un sistema di riferimento regionale, quindi per rendere confrontabili le coordinate così ottenute, ad esempio in Europa con quelle di un rilievo svolto oltre oceano, diventa fondamentale conoscere i parametri di trasformazione che legano i due diversi sistemi di riferimento regionali a quello globale.

Si vuole infine sottolineare il fatto che Datum regionali appena introdotti conservano le caratteristiche dinamiche tipiche dei moderni sistemi geodetici e non vanno assimilati concettualmente ai Datum classici, regionali anch'essi, ma statici.

1.2. I GNSS, le tecniche di calcolo e l'inquadramento delle coordinate

In questo capitolo sono brevemente descritti i diversi sistemi GNSS esistenti e le varie tecniche di trattamento dei dati utilizzate nella geodesia e nel rilievo topografico moderno. L'intento è di chiarire e sintetizzare quali siano i pregi e le limitazioni di utilizzo delle tecniche oggi diffuse, nonché le diverse esigenze per ottenere il corretto inquadramento delle soluzioni nel Datum geodetico desiderato. L'eventuale approfondimento di quanto solo brevemente descritto in questa sezione è ritrovabile in molteplici testi citati in bibliografia.

1.2.1. Introduzione ai GNSS

Come già accennato il precursore dei moderni GNSS fu il sistema americano *Transit*, sviluppato alla fine degli anni 50 e divenuto operativo nel 1964, che basava il suo principio di funzionamento sull'osservazione dell'effetto doppler nei segnali inviati a terra dai satelliti. Tale sistema venne sviluppato prevalentemente per applicazioni militari ed usato dalla U.S. Navy per la navigazione marittima ed il tracciamento di missili balistici, ma ebbe anche applicazioni di tipo civile e geodetico. *Transit* rimase attivo fino agli inizi degli anni '90, quando venne rimpiazzato definitivamente dal più moderno sistema GPS. Negli anni '70 anche l'Unione Sovietica lanciò i suoi primi sistemi di navigazione satellitare *Parus* e *Tsikada*, rispettivamente per usi militari e civili, che furono i precursori a loro volta del moderno sistema GONASS.

I moderni sistemi GNSS sono stati sviluppati prevalentemente per scopi militari in una prima fase, mentre nell'ultimo decennio grande attenzione si sta dedicando anche all'utilizzo per scopi civili, portando così ad un'ulteriore evoluzione della tecnologia. Ogni sistema GNSS è caratterizzato da un così detto "segmento spaziale", da un "segmento di controllo" e da un "segmento di utilizzo". Il segmento spaziale è costituito dai satelliti in orbita intorno alla terra che inviano attivamente dei segnali radio, diretti sia al segmento di controllo che a quello di utilizzo. In alcuni casi vengono utilizzati anche satelliti geostazionari o con orbite non circolari. Il segmento di controllo è costituito dalle stazioni e dai centri di calcolo a terra che hanno il compito di tracciare i satelliti per definirne le effemeridi e di gestirli imponendo correzioni di orbita o correzioni agli orologi di bordo, oltre ovviamente a monitorarne lo stato di buon

funzionamento. Il segmento di utilizzo è costituito da tutti gli utenti a terra dotati di ricevitori passivi in grado di acquisire e decodificare i segnali GNSS inviati dai satelliti, dal semplice *smartphone* ai più sofisticati ricevitori di classe geodetica.

Ogni sistema GNSS è caratterizzato inoltre da una propria scala temporale di riferimento, fondamentale per coordinare orbite e segnali trasmessi, e da un proprio sistema di riferimento globale nativo al quale vengono, ad esempio, riferite le effemeridi *broadcast* inviate a terra direttamente dai satelliti.

Verranno ora elencati e brevemente descritti i sistemi GNSS ad oggi operativi ed in via di sviluppo.

NAVSTAR GPS

Il “*NAVigation Satellite Timing And Ranging Global Positioning System*”, meglio noto con l’acronimo GPS, fu sviluppato a metà degli anni ’70 e divenne pienamente operativo nel 1994. Il sistema si è evoluto nel tempo col lancio di diverse generazioni di satelliti ed attualmente ha una costellazione che garantisce la disponibilità di almeno 24 satelliti per il 95% del tempo. Questi orbitano ad una quota di circa 20200 km con traiettorie pressoché circolari disposte su 6 piani inclinati di 55° rispetto a quello equatoriale, ed hanno un tempo di rivoluzione di circa 11 ore e 58 minuti, equivalente alla metà di un giorno siderale.

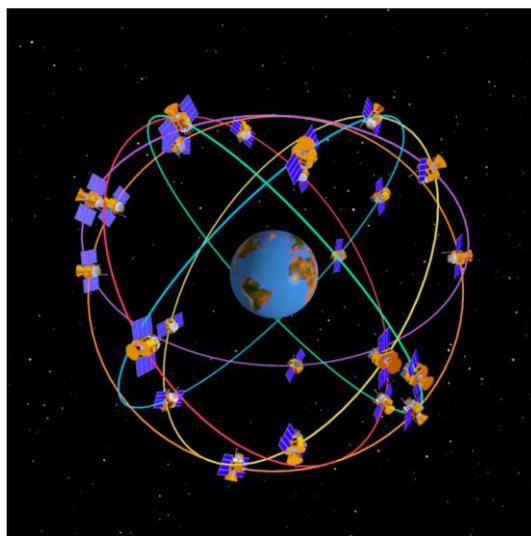


Figura 9 – La costellazione NAVSTAR GPS con i suoi 6 piani orbitali.

Attualmente i satelliti GPS inviano segnali modulati su due frequenze portanti denominate L1 ed L2, con lunghezze d'onda rispettivamente di 19 e 24 cm, alle quali è stata aggiunta nei satelliti di ultimissima generazione, ancora in fase di lancio in questi anni, una terza frequenza portante L5 con lunghezza d'onda di 25 cm.

Modulando queste frequenze portanti è possibile ottenere onde quadre di frequenze minori, che hanno però il vantaggio di essere codificate in *bit* e trasmettere quindi a terra segnali complessi. I principali codici inviati dai satelliti GPS sono:

- **C/A** (*coarse acquisition*), caratterizzato da una lunghezza d'onda di circa 300 metri e modulato sulla L1. Questo segnale è disponibile per l'utenza civile ed è decodificabile anche dai più semplici ricevitori monofrequenza (ad esempio quelli degli attuali smartphone) e permette il posizionamento a terra autonomo con precisioni nell'ordine di 10-20 metri. In questo segnale è contenuto anche l'identificativo del satellite che lo trasmette.
- **P** (*precision*), modulato su entrambe le frequenze portanti e riservato all'utenza militare (ed altre autorizzate), ha una lunghezza d'onda di circa 30 metri e consente un posizionamento autonomo di maggiore precisione rispetto al codice C/A.
- **L2C** ed **M**, sono codici modulati solo dai satelliti più recenti. Il primo è un codice modulato sulla sola frequenza L2, che dovrebbe garantire maggiori accuratezza nel posizionamento e maggiore robustezza alle interferenze. Il secondo è un ulteriore codice ad uso militare del quale si sa ben poco.
- **NAV** (*navigation*), o codice D, è modulato su entrambe le frequenze ed invia i parametri necessari a ricostruire le effemeridi dei satelliti, oltre ad informazioni sul loro stato di salute.
- **CNAV**, è il nuovo codice NAV ed oltre a contenere le medesime informazioni contiene quelle che riguardano l'asincronismo delle scale di tempo utilizzate per le varie costellazioni GNSS, in modo da permetterne l'interoperabilità. Tale codice è inoltre progettato per supportare in futuro un numero molto maggiore di satelliti (63) rispetto a quelli gestibili col codice NAV (32) e messaggi di allerta sul malfunzionamento del sistema.

La scala temporale utilizzata dal GPS è misurata nella Master Station del segmento di controllo ed è originariamente allineata alla scala temporale UTC (*Universal Time Coordinate*) nel 1980, ma a differenza di quest'ultima non viene corretta nel corso degli anni con i *leap-second*

necessari a riallinearla alla scala GMT (*Greenwich Mean Time*). Il sistema di riferimento utilizzato per il GPS è il WGS84, monitorato e mantenuto dalla NGA (*National Geospatial-intelligence Agency*), che verrà meglio presentato in seguito.

GLONASS

Il “*GLObal NAVigation Satellite System*” è il sistema sviluppato dall’Unione Sovietica a partire dal 1976 per scopi sia militari che civili, ed ha raggiunto la sua piena operatività a metà degli anni ’90. A causa del crollo dell’Unione Sovietica e delle successive difficoltà economiche il sistema è stato mantenuto difficoltosamente fino all’anno 2011, in cui è tornato ad essere pienamente operativo grazie a nuovi investimenti.

I satelliti GLONASS sono attualmente 24 e viaggiano su 3 piani orbitali inclinati di circa 65° rispetto all’ equatore, ad una quota di circa 19100 km ed un tempo di rivoluzione di 11 ore e 15 minuti. A differenza che per il sistema GPS, in cui ogni satellite rioccupa la stessa posizione rispetto ad un punto a terra ogni giorno, nel GLONASS lo stesso satellite torna ad occupare la stessa posizione ogni 8 giorni siderali.

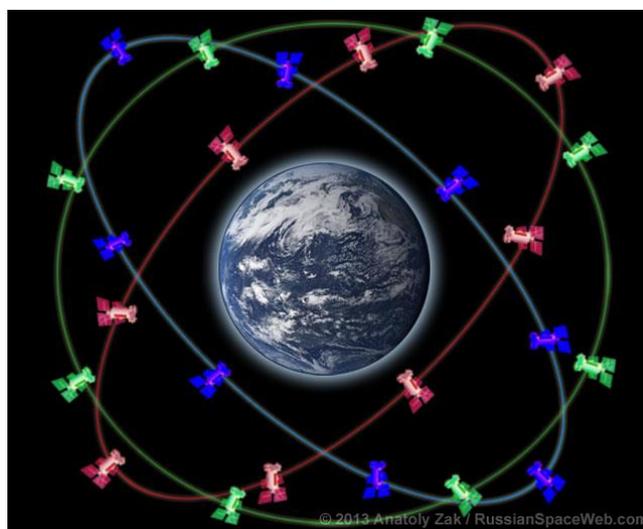


Figura 10 – La costellazione GLONASS con i suoi tre piani orbitali.

Anche il GLONASS utilizza oggi 3 frequenze portanti f_1 , f_2 ed f_3 , con lunghezze d’onda di circa 19, 24 e 25 cm, ma in questo caso ogni satellite utilizza frequenze leggermente diverse da quelle degli altri. Se pur con alcune differenze tecniche rispetto al GPS, anche in questo caso i satelliti inviano a terra codici modulati sulle due frequenze portanti, contenenti sia le informazioni sui

satelliti stessi e le relative effemeridi che il codice necessario per il calcolo delle pseudo-distanze satellite-ricevitore.

Il riferimento temporale per il GLONASS è l'UTC+3, mantenuto da un orologio all'idrogeno nel centro di controllo ed opportunamente corretto con i *leap-second* secondo le indicazioni dello IERS. Il sistema di riferimento geometrico utilizzato è il PZ90, omologo del WGS84 ed anch'esso ECEF.

Galileo

Galileo è il sistema GNSS sviluppato dall'ESA (*European Space Agency*) con il preciso scopo di fornire un servizio all'utenza civile di qualità superiore a quello fornito dagli altri GNSS, sia in termini di qualità nel posizionamento che di affidabilità del segnale trasmesso. Galileo si pone inoltre l'obiettivo dell'interoperabilità con le altre costellazioni GNSS disponibili. I primi lanci sono iniziati nel 2005 ed il sistema ad oggi non è operativo, se pur in fase avanzata di test.

La costellazione satellitare si comporrà di 27 satelliti operativi più 3 di riserva, orbitanti ad una quota di circa 23222 km, quindi superiore a quella degli altri sistemi, che comporta un tempo di rivoluzione di circa 14 ore e 7 minuti. I satelliti saranno disposti su 3 piani orbitali inclinati di 56° rispetto all'equatore in modo da coprire meglio di quanto faccia il GPS le latitudini fino 75° Nord, mentre ogni satellite rioccherà la stessa posizione rispetto ad un punto a terra ogni 10 giorni circa.

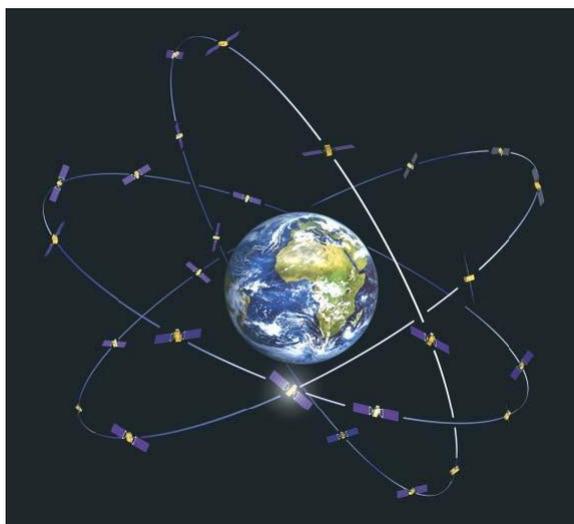


Figura 11 - La costellazione Galileo con i suoi tre piani orbitali, così come si presenterà una volta completata.

Galileo utilizzerà 3 frequenze portanti sulle quali modulare i segnali di codice OS (*Open Service*) aperto e gratuito, CS (*Commercial Service*) criptato ed a pagamento, SoL (*Safety of Life*) riportante dati sull'integrità del sistema e PRS (*Public Regulated Service*) ad accesso controllato. Il sistema di riferimento temporale di Galileo è il GST (*Galileo System Time*), mantenuto attraverso un orologio all'idrogeno e con istante iniziale a mezzanotte del 22 agosto 1999. Ogni satellite invia anche i coefficienti necessari per la conversione della scala temporale GST in quella GPS ed UTC, in modo da facilitare l'interoperabilità con gli altri sistemi GNSS. Anche Galileo avrà un proprio sistema di riferimento ECEF dedicato, denominato GTRF (*Galileo Terrestrial Reference System*).

BeiDou e QZSS

I sistemi BeiDou e QZSS sono sviluppati e gestiti rispettivamente da Cina e Giappone, a differenza dei GNSS finora presentati non hanno ad oggi una copertura Globale.

Il sistema BeiDou-1 cinese è stato lanciato nei primi anni 2000 ed è composto da 3 satelliti geostazionari situati alla quota di circa 35800 km ed ha una copertura tra i 70° -140° Est di longitudine ed i 5°-55° Nord di latitudine, quindi sul territorio cinese.

Il sistema BeiDou-2, anche noto come COMPASS, è in fase di lancio ed avrà una copertura globale. Il segmento spaziale comprenderà:

- 5 satelliti geostazionari che costituiranno l'evoluzione di BeiDou-1;
- 3 satelliti alla stessa quota dei primi ma orbitanti su tre piani inclinati a 55° sull'equatore in modo da orbitare sul territorio cinese e consentire un posizionamento anche in presenza di ostacoli parziali a terra;
- 27 satelliti in orbita a 21500 km di cui si prevede il lancio entro il 2020 e che consentiranno la copertura globale del servizio.

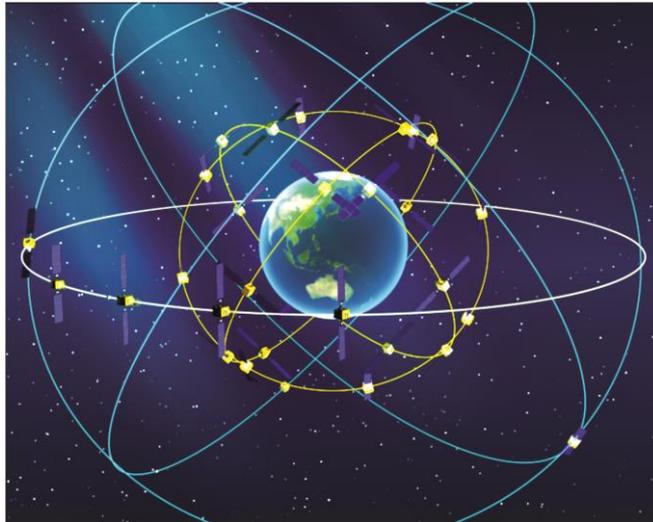


Figura 12 – Le orbite del sistema COMPASS una volta che sarà completato.

COMPASS, come i sistemi russo ed americano, avrà scopo militare e segnali di precisione criptati. Anche esso avrà un sistema di riferimento dedicato denominato CGCS2000 (*China Geodetic Coordinate System 2000*).

Il sistema QZSS (*Quasi-Zenit Satellite System*) è ancora in fase di lancio e prevede 3 o 4 satelliti con un'orbita ellittica sul Giappone di periodo 12 ore circa. Questo non è a rigore un sistema globale e si propone come ausilio al posizionamento basato sulle altre costellazioni GNSS esistenti.

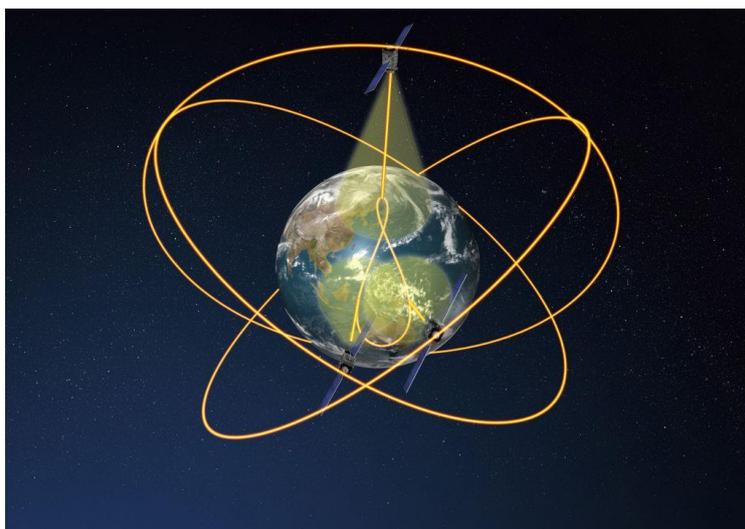


Figura 13 – Le orbite dei tre satelliti QZSS e le traiettorie che essi disegnano sull'area giapponese.

1.2.1. Single Point Positioning

Con “Single Point-Positioning” si indica la tecnica di misura delle coordinate basata sulla decodificazione dei messaggi inviati dai satelliti GNSS e modulati sulle diverse onde portanti. Questo è il più immediato tipo di posizionamento satellitare possibile, è quello per cui venne inizialmente progettato il GPS ed è ancora oggi il più diffuso per le applicazioni, di bassa precisione, nelle quali sia necessario utilizzare un ricevitore a basso costo. Il posizionamento degli *smartphone* o dei navigatori satellitari per automobili è basato proprio su posizionamento Single Point-Positioning, che ha l’evidente vantaggio di poter essere effettuato con un singolo ricevitore, anche in rapido movimento, e fornisce coordinate espresse nel sistema di riferimento ECEF proprio del GNSS considerato. Le precisioni ottenibili attraverso questa tecnica sono nell’ordine dei 10-20 metri a seconda delle condizioni operative, considerando i codici di uso civile.

Si riportano di seguito alcuni aspetti relativi al principio di funzionamento delle così dette “misure di codice” o Single Point-Positioning. All’interno del ricevitore GNSS viene effettuato un confronto tra il segnale di codice ricevuto dal satellite ed una replica dello stesso generato dall’elettronica del ricevitore. Qualora gli orologi posti a bordo del satellite e del ricevitore fossero perfettamente sincronizzati, dalla misura del disallineamento tra i codici si otterrebbe il tempo impiegato dal segnale per raggiungere il ricevitore. Moltiplicando questo tempo per la velocità di propagazione dell’onda elettromagnetica si pervenirebbe dunque alla distanza tra satellite e ricevitore. Gli orologi di bordo dei satelliti non possono però essere perfettamente sincroni con quelli dei ricevitori, così come la velocità di propagazione del segnale viene modificata quando questo attraversa l’atmosfera terrestre.

Considerando c la velocità della luce nel vuoto, t_i il tempo misurato dall’orologio del ricevitore, t^j quello misurato dall’orologio del satellite, Δt_i^j la differenza di tempo misurata tra satellite e ricevitore, δt_i l’errore dell’orologio del ricevitore, δt^j l’errore dell’orologio del satellite, I_i^j e T_i^j rispettivamente i ritardi indotti dall’attraversamento della ionosfera e dalla troposfera, ed infine ε_i^j il rumore della misura, è possibile esprimere l’equazione di osservazione denominata *pseudo-range*, che descrive la pseudo-distanza tra satellite e ricevitore r_i^j :

$$r_i^j = \Delta t_i^j c = |\vec{\rho} - \vec{R}| = \sqrt{(X^j - X_i)^2 + (Y^j - Y_i)^2 + (Z^j - Z_i)^2} + c(\delta t_i^j + I_i^j + T_i^j + \varepsilon_i^j) \quad (2)$$

dove :

$\vec{\rho}$ vettore di posizione geocentrico del satellite

\vec{R} vettore di posizione geocentrico del ricevitore

$|\vec{\rho} - \vec{R}|$ distanza geometrica dal satellite al ricevitore;

δt_i^j errore di sincronizzazione tra gli orologi;

X^j, Y^j, Z^j coordinate geocentriche del satellite j all'istante della misura;

X_i, Y_i, Z_i coordinate geocentriche del centro di fase dell'antenna ricevente.

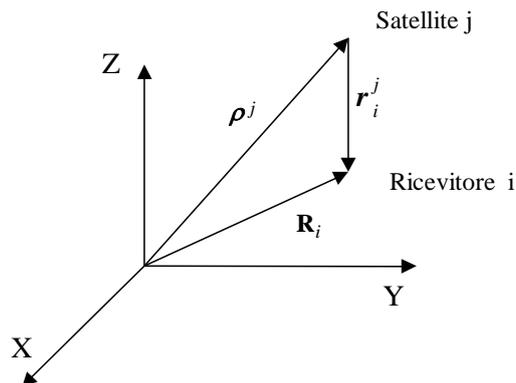


Figura 14 – Schema geometrico alla base del posizionamento GNSS in modalità Single Point-Positioning.

La deriva degli orologi posto a bordo dei satelliti viene in realtà modellizzata in forma polinomiale, e i coefficienti stimati vengono trasmessi direttamente nel messaggio di navigazione.

Quindi, considerando note le coordinate dei satelliti attraverso le effemeridi e stimando gli errori di propagazione atmosferica (I_i^j e T_i^j) attraverso l'impiego di opportuni modelli, le incognite da risolvere per ogni equazione di *pseudo-range* sono quattro:

$$(X_i, Y_i, Z_i, \delta t_i)$$

Per poter risolvere il sistema occorrono quindi almeno quattro equazioni di osservazione contemporanee, cioè per poter effettuare il posizionamento in tempo reale occorre la contemporanea visibilità di almeno quattro satelliti. Nel caso in cui siano visibili contemporaneamente più di quattro satelliti è possibile migliorare la precisione effettuando una compensazione ai minimi quadrati.

Le precisioni ottenibili con il posizionamento Single Point-Positioning, anche quando migliorate da servizio SBAS (*Satellite Based Augmentation System*), generalmente non sono sufficienti per le applicazioni geodetiche, né evidentemente per quelle di monitoraggio dei RF.

1.2.2. Posizionamento differenziale di fase post-processing

Il posizionamento differenziale GNSS si basa sull'osservabile di fase del segnale inviato dai satelliti, viene cioè registrato lo sfasamento tra l'onda portante ed una equivalente riprodotta dal ricevitore, tramite un comparatore di fase. Avendo le frequenze portanti una lunghezza d'onda molto minore di quella dei segnali di codice, è possibile ottenere una misura della distanza satellite-ricevitore molto più precisa che nel caso del Single Point-Positioning.

Anche in questo caso è possibile scrivere una equazione alle osservazioni che considera la distanza satellite-ricevitore in un dato istante, questa è però affetta da un numero di incognite maggiore delle 4 viste per le misure di *pseudo-range*, poiché rimangono incogniti:

- gli sfasamenti degli orologi sia del satellite che del ricevitore;
- i ritardi dovuti alla troposfera ed alla ionosfera;
- la così detta ambiguità iniziale di fase;
- le coordinate del ricevitore.

Con "ambiguità iniziale di fase" si intende il numero intero di lunghezze d'onda che separano satellite e ricevitore all'epoca iniziale dell'acquisizione. Grazie al comparatore di fase, viene registrato per ciascuna portante lo sfasamento ad ogni epoca di misura, questo si conteggia in frazioni di lunghezza d'onda intera, con valori quindi tra 0 ed 1. Ogni volta che la distanza satellite-ricevitore varia di più di una lunghezza d'onda la fase osservata si azzerà, quindi, per tenere il conto della variazione totale di distanza dall'inizio dell'acquisizione, viene conteggiato il numero di cicli interi compiuti. Ciò che non risulta direttamente osservabile è proprio l'ambiguità iniziale di fase, che deve essere sommata al numero di cicli registrati, e alla fase relativa ad una determinata epoca di misura, per conoscere la distanza satellite-ricevitore al variare del tempo. È possibile stimare con metodi statistici l'ambiguità iniziale di fase, ma per farlo è necessario acquisire sempre più di un'epoca di osservazione a prescindere dal numero di satelliti contemporaneamente visibili. Inoltre, ogni volta che per un qualunque motivo il ricevitore perde il segnale di un satellite, anche per periodi brevi, ha luogo un così detto *cycle slip*, ovvero una discontinuità che comporta un salto nel conteggio dei cicli interi di fase. Questi devono essere identificati nell'elaborazione per non rischiare di associare un numero di

lunghezze d'onda errato alla distanza satellite ricevitore ed eventualmente, nel caso il *cycle slip* sia prolungato, imporre un nuovo fissaggio dell'ambiguità iniziale di fase.

Inoltre, i modelli citati per le misure di *pseudo-range*, usati per la stima degli sfasamenti degli orologi dei satelliti e dei ritardi atmosferici, non risultano sufficientemente accurati ed è quindi necessario trattare questi parametri come ulteriori incognite del problema, adottando una diversa strategia per stimare gli errori che inducono. Considerando le equazioni alle osservazioni relative a due ricevitori che acquisiscono contemporaneamente i segnali da un satellite, è possibile ottenere una soluzione indipendente dagli errori degli orologi di bordo dei satelliti, queste prendono il nome di "differenze singole". Considerando le differenze singole contemporaneamente ottenute per diversi satelliti, e sottraendole tra loro, si ottengono le "differenze doppie", che risultano indipendenti anche dagli errori di sincronia degli orologi dei ricevitori. Differenziando ulteriormente le differenze doppie relative ad epoche di misura diverse si ottengono le così dette "differenze triple", indipendenti dalla stima dell'ambiguità iniziale di fase.

Con un processo iterativo che parte dalla stima approssimata delle coordinate di due ricevitori, ottenute da misure di *pseudo-range*, e che considera successivamente equazioni alle triple differenze prima, ed alle doppie differenze poi, è possibile calcolare la così detta *baseline* tra i due ricevitori, ovvero il vettore tridimensionale che definisce la loro posizione relativa in coordinate geocentriche. Una fase importante di questo procedimento è quella in cui viene stimata l'ambiguità iniziale di fase come numero intero, ottenendo così una soluzione "FIX" (*fixed ambiguity*) che risulta avere la maggiore accuratezza. In un primo momento, infatti, l'ambiguità iniziale di fase viene stimata come numero frazionario, dando luogo ad una così detta soluzione "FL" (*float ambiguity*), e solo avendo a disposizione un numero sufficiente di epoche di osservazione utili è possibile pervenire ad una soluzione FIX.

Combinando opportunamente le fasi registrate per le due diverse portanti si possono ottenere soluzioni con diverse lunghezze d'onda e diversi livelli di rumore. La così detta combinazione *wide-lane*, ad esempio, viene utilizzata per stimare in modo affidabile l'ambiguità iniziale di fase, ma amplifica l'effetto dell'errore ionosferico, mentre la combinazione *iono-free* riduce notevolmente quest'ultimo e può essere usata a valle della stima dell'ambiguità. A seconda dei casi, interdistanza tra i ricevitori e tempi di acquisizione, vengono utilizzate le diverse combinazioni di fasi per ottenere la soluzione più accurata possibile. Talvolta, soprattutto per interdistanze molto ridotte, può risultare vantaggioso il calcolo attraverso la sola fase della prima portante.

Nel posizionamento GNSS basato sulle osservabili di fase, rispetto al Single Point-Positioning, sono pertanto necessarie un numero maggiore di osservazioni, provenienti da almeno due ricevitori in contemporanea acquisizione, che vedano più satelliti comuni possibili e per un numero di epoche sufficienti. Nonostante questo, e nonostante le complicazioni in termini di calcolo e trattamento dei dati, l'approccio differenziato è quello prevalentemente utilizzato nella topografia moderna e nella geodesia per via delle precisioni di gran lunga maggiori che esso permette. Queste variano in funzione prevalentemente della distanza tra i ricevitori e della durata della sessione. Esistono infatti una serie di fonti di errore, tra le quali quelli legati alla troposfera ed alla ionosfera, che sono spazialmente molto correlati, ovvero influenzano, in misura molto simile, i segnali acquisiti da ricevitori vicini tra loro, mentre non possono essere ritenuti *bias* comuni per ricevitori a grande distanza l'uno dall'altro. Per questo motivo le migliori precisioni nel calcolo di una baseline si raggiungono per coppie di ricevitori che abbiano una interdistanza inferiore ai 10-15 km.

Come si è visto poi, l'elevato numero di incognite da stimare impone un certo tempo minimo di acquisizione necessario a stimare le ambiguità iniziali di fase di ogni satellite. Inoltre, ad influenzare il calcolo di una *baseline* c'è la geometria satellitare, che cambia ad ogni istante, risultando più o meno "robusta" a seconda della posizione e del numero dei satelliti osservati. Ad esempio, per un grande angolo di elevazione verrà privilegiata la stima della componente altimetrica rispetto a quelle planimetriche, e viceversa nel caso di satelliti con elevazioni molto basse. Fermo restando che la stima della componente altimetrica rimane quella meno precisa in assoluto per ogni soluzione GNSS. Al prolungarsi della sessione di misura oltre ad aumentare la ridondanza delle osservabili rispetto a quelle minime necessarie, la posizione dei satelliti varia maggiormente permettendo di sopperire alle carenze di una determinata geometria rispetto ad un'altra.

Tra i parametri che influenzano il calcolo di una *baseline*, ed in generale il calcolo GNSS di alta precisione, ci sono inoltre la frequenza di acquisizione del ricevitore GNSS e l'angolo di elevazione minimo dei satelliti impostato. Una maggiore frequenza di acquisizione permette di disporre con tempi di osservazione minori di un numero sufficiente di epoche registrate, consentendo una ridondanza sufficiente al fissaggio delle ambiguità iniziali di fase. Le osservabili GNSS però, oltre a risultare correlate tra loro nello spazio, risultano essere fortemente correlate tra anche nel tempo, per cui l'effetto positivo del maggior numero di epoche acquisite, con una frequenza di registrazione superiore, viene mitigato dal fatto che queste non contribuiscano poi proporzionalmente all'incremento delle precisioni.

Come detto, viene poi fissato un angolo di *cutoff*, ovvero un angolo di elevazione dei satelliti minimo al disotto del quale vengono scartate le osservazioni ricevute. Questo viene imposto poiché i segnali provenienti da satelliti molto bassi compiono un percorso molto più lungo all'interno dell'atmosfera, attraverso una porzione di essa molto più ampia, causando *bias* maggiori ed una maggiore rumorosità del segnale. Evidentemente un angolo di *cutoff* troppo elevato comporta per contro una svantaggiosa riduzione dei satelliti contemporaneamente visibili, per cui i valori generalmente adottati variano tra i 5° ed i 15°.

Come si è visto, sono moltissimi i fattori che influenzano la precisione di una *baseline* e che si combinano non linearmente tra loro, alcuni dei quali non sono stati ancora citati. Volendo comunque fare una stima generica si può dire che, con ricevitori di classe geodetica a doppia frequenza, è possibile ottenere precisioni anche sub-centimetriche per distanze di pochissimi km, precisioni intorno ad 1-2 cm per distanze entro ai 15 km e precisioni nell'ordine dei 5-10 cm per le baseline di decine o centinaia di km. Dato che le interdistanze di centinaia di km riguardano tipicamente le reti di stazioni permanenti per il monitoraggio di sistemi di riferimento globali o di vaste regioni, per ottenere le migliori stime ci si avvale della disponibilità di un flusso continuo di dati e del calcolo di file con 24 ore di registrazioni, nonché della possibilità di analizzare le serie temporali delle soluzioni GNSS.

Dal punto di vista del sistema di riferimento nel quale vengono espresse le coordinate si vogliono fare due sintetiche considerazioni. Le *baseline* vengono calcolate nel sistema di riferimento utilizzato per le orbite dei satelliti, che può quindi essere quello nativo del GNSS usato, oppure quello delle orbite post-processate fornite dall'IGS (*International GNSS Service*). Utilizzare l'uno o l'altro sistema di riferimento impatta, in questo caso, solamente sull'orientamento tridimensionale delle *baseline* e non sulla loro lunghezza. Considerando interdistanze tra i punti di poche decine di km e paragonando queste con i raggi delle orbite satellitari risulta evidente che l'impatto del sistema di riferimento in questo caso sia del tutto trascurabile. Solamente considerando *baseline* di migliaia di chilometri e calcoli di elevata precisione, ad esempio serie temporali delle stesse *baseline*, può diventare impattante il sistema di riferimento utilizzato per la definizione delle orbite.

La dimensione e l'orientamento della *baseline* non sono quindi strettamente legati alle coordinate a terra dei punti misurati, ma quando lo scopo del rilievo è proprio quello di determinare le coordinate dei ricevitori bisogna considerare un processo d'inquadrimento della soluzione nel sistema di riferimento desiderato. Nel caso più semplice di una singola

baseline, un po' come per il caso di una linea di livellazione, è necessario conoscere le coordinate di uno dei due vertici nel sistema di riferimento in cui si vuole inserire anche il secondo vertice. L'accuratezza della soluzione finale per il vertice incognito dipenderà quindi direttamente dall'accuratezza con cui si dispone delle coordinate di riferimento per il primo vertice, oltre che dalla precisione con cui viene calcolata la *baseline*.

Nel caso di una rete di punti è possibile avere un numero ridondante di *baseline* convergenti almeno in alcuni dei vertici, in questo caso diventa possibile una compensazione in blocco delle misure, col notevole vantaggio di avere un controllo su eventuali errori grossolani ed una stima della reale precisione ottenuta sulle posizioni relative tra i punti. Si fa notare che fino a quando la compensazione avviene a rete libera valgono le stesse considerazioni appena fatte per la singola *baseline*, e le coordinate ottenute deriveranno da quelle approssimate necessariamente inserite all'inizio della compensazione, eventualmente ottenute con misure di pseudo-range. Per ottenere un accurato inquadramento in un dato sistema di riferimento si dovrà disporre delle coordinate di riferimento per un numero minimo di punti appartenenti alla rete.

Un inquadramento ai minimi vincoli ha la caratteristica di non deformare la rete rispetto a come questa viene compensata e mantenere i pregi della compensazione a rete libera in termini di *data-snooping*. Nel caso di compensazione a vincoli sovrabbondanti invece la posizione di alcuni vertici viene forzata sulle coordinate di riferimento distorcendo in qualche misura le *baseline* convergenti in essi. Quest'ultima soluzione può essere vantaggiosa quando si ha la ragionevole certezza che le coordinate di riferimento siano calcolate con una precisione (in termini di interdistanze tra i vertici) superiore a quella del rilievo della nuova rete, oppure quando sia necessario mantenere la maggiore aderenza formale possibile con un frame di riferimento preesistente, qualunque livello di precisione questo abbia.

Un'ultima considerazione riguarda il calcolo di grandi reti GNSS svolto mediante approccio differenziato e calcolo delle *baseline*. Nel caso la sessione di misura relativa ad un vertice sia affetta da un qualche errore grossolano, come potrebbe essere un errata misura degli offset dell'antenna rispetto al punto che materializza la rete, il fatto verrebbe evidenziato nel processo di compensazione. Per sopperire però a tale errore si dovrebbero rimisurare tutte le *baseline* convergenti in quel punto. Inoltre, da questa ri-misurazione dipenderebbero anche le coordinate di tutti gli altri vertici della rete che, anche se calcolate "correttamente" sulla base delle altre osservazioni, non potrebbero essere considerate quelle definitive della rete fino a re-inserimento del vertice "sbagliato" nel processo di compensazione. Come descritto in seguito, questo aspetto costituisce una delle principali differenze tra l'approccio di calcolo differenziato ed il Precise Point Positioning per quanto riguarda il monitoraggio dei RF a larga scala.

1.2.3. Posizionamento differenziale cinematico ed RTK

La tecnica di calcolo differenziale cinematico permette di ricostruire la traccia puntuale di uno o più strumenti mobili (*rover*) rispetto ad uno o più stazioni fisse (*master*) usando come osservabile principale la misura di fase. Il concetto alla base di tale metodologia è che la differenza tra due osservazioni successive raccolte dallo stesso ricevitore per lo stesso satellite rappresenti la variazione di lunghezza del range satellite-ricevitore. In tale misura viene ovviamente compresa sia la variazione indotta dallo spostamento del ricevitore, sia quella generata dallo spostamento del satellite. La ricostruzione del percorso viene eseguita per punti, ad intervalli di tempo pari al passo di campionamento fissato.

E' buona norma eseguire il rilievo cinematico prevedendo una inizializzazione preventiva, tale da consentire di stimare il set iniziale di ambiguità di fase prima di cominciare a spostare il ricevitore mobile, ed eventualmente effettuando una acquisizione statica anche al termine del percorso.

Ogni singola epoca rappresenta una baseline da risolvere, pertanto il rilievo cinematico non potrà garantire delle precisioni identiche a quelle che si ottengono per un rilievo statico, a causa della notevole riduzione della ridondanza delle osservazioni, ma potrà fornire ugualmente risultati caratterizzati da precisioni di alcuni centimetri.

Un'evoluzione del posizionamento cinematico in post-processing è la così detta tecnica RTK (*Real Time Kinematic*), concettualmente simile ma effettuato per mezzo della trasmissione dei dati da un ricevitore all'altro ed elaborazione in tempo reale. È quindi necessario disporre di ricevitori progettati per realizzare la tecnica RTK e dotati di modem internet o sistema di comunicazione radio. Questi devono essere in grado di inviare una considerevole mole di dati in quanto sono necessarie ai *rover* le osservazioni di fase e di codice per ogni portante, per ogni satellite, generate dalla stazione di riferimento. Quindi, oltre ad una buona acquisizione dei segnali satellitari, si dovrà garantire anche una buona ricezione dei segnali trasmessi dalla stazione di riferimento. Si deve mantenere, come descritto in precedenza, la visibilità di almeno 4 satelliti, e nel caso di perdita del segnale diventa necessario re-inizializzare il set di ambiguità di fase.

Il vantaggio fondamentale della tecnica RTK è quello di fornire istantaneamente le coordinate dei punti rilevati, associando l'informazione sullo stato di fissaggio delle ambiguità iniziali di

fase. Pertanto, l'utente è in grado di accorgersi in tempo reale di eventuali perdite di fissaggio delle ambiguità ed eventualmente sospendere il rilievo mettendo in condizioni il sistema di inizializzare nuovamente il calcolo.

La tecnica RTK è inoltre utilizzabile molto efficacemente per rilievo di natura statica, anche con sessioni di misura di pochi minuti, per cui le precisioni raggiungono livelli centimetrici, almeno nei casi in cui la distanza dalla stazione *master* è contenuta in una decina di km. L'operatore può controllare in tempo reale lo stato di effettivo fissaggio delle ambiguità ed ottenere immediatamente delle coordinate mediate nel periodo di osservazione, senza quindi dover procedere al calcolo in post-processing come per l'approccio differenziale statico.

Dal punto di vista del sistema di riferimento nel quale vengono espresse le coordinate dei ricevitori *rover* valgono considerazioni del tutto simili a quelle fatte per le singole *baseline* nel paragrafo precedente. Il sistema di riferimento sarà quello nel quale sono state espresse le coordinate della stazione *master*, mentre l'orientamento delle basi che ad ogni epoca legano i due ricevitori dipenderà dalle orbite *broadcast* utilizzate, ma come già detto questo aspetto è del tutto ininfluenza per le distanze e le precisioni tipiche del posizionamento RTK. Ancora una volta l'accuratezza delle coordinate finali dei *rover*, intesa come coerenza col sistema di riferimento desiderato, dipenderà da quella delle coordinate impostate sulla *master* e dalla precisione del calcolo RTK.

1.2.4. Posizionamento differenziale NRTK

Questa tecnica costituisce di fatto una ulteriore evoluzione di quella RTK e consente il posizionamento al livello sub-decimetrico senza la necessità, da parte dell'utente, di collocare una stazione *master* su un vertice a coordinate note nell'intorno dell'area da rilevare.

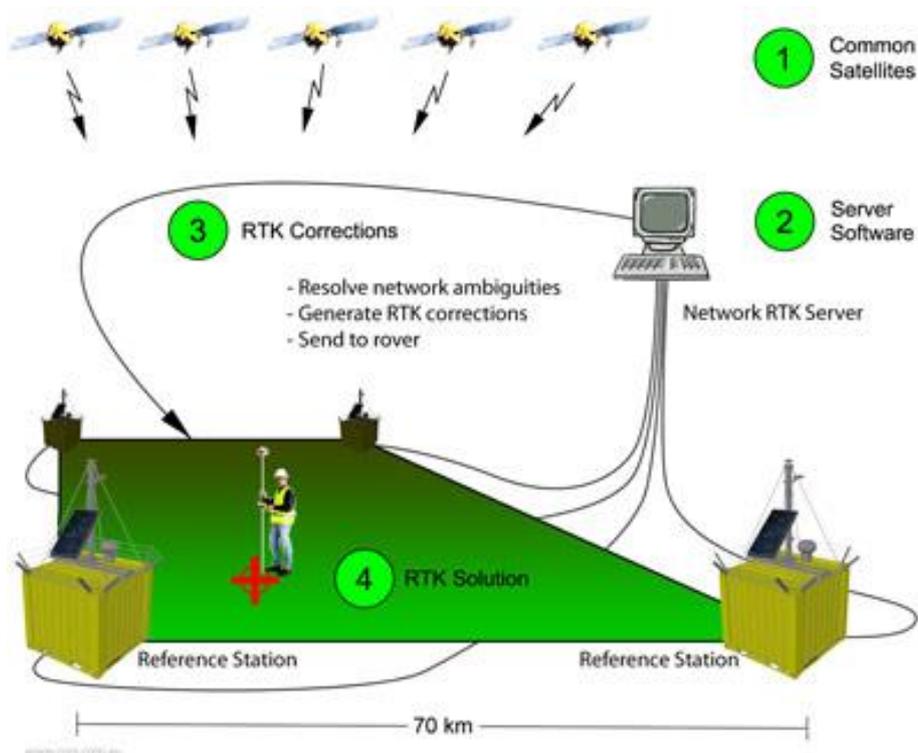


Figura 15 – Schema di una rete per il posizionamento in tempo reale NRTK

Il principio su cui si basano queste reti è costituito dalla possibilità di interpolare i *bias* spazialmente correlati ricevuti da ogni singola stazione GNSS permanente della rete, fornendo un modello di correzione spaziale. Tale modello, calcolato in tempo reale mediante apposite soluzioni tecniche, può essere redistribuito in modo calibrato per ciascun utente connesso alla rete al variare della sua posizione. La metodologia NRTK consente di aumentare l'interdistanza tra stazione *master* ed i *rover* (massimo 15km per l'RTK) e quindi di realizzare un sistema di supporto al posizionamento in tempo reale di precisione con reti geodetiche GNSS caratterizzate da interdistanze anche di 50/60km.

Esistono diversi metodi con cui vengono inviate le correzioni differenziali dalla rete agli utenti, in particolare VRS (*Virtual Reference Station*), FKP (*Flächen Korrektur Parameter*) e MAC (*Master Auxiliary Concept*) che sono di seguito descritte brevemente al fine di chiarire meglio anche la tecnica in generale.

Nel caso dell'approccio VRS il centro di controllo sceglie di inviare "ad hoc" le correzioni per ciascun utente. In pratica, tutte le correzioni inviate dal centro di controllo si concretizzano con la simulazione di una stazione virtuale posta in prossimità della stazione *rover*. In questo caso deve esserci una comunicazione bidirezionale tra il *rover* che comunica la propria posizione ed il centro di controllo. Le correzioni relative alla VRS vengono calcolate interpolando i dati delle

stazioni permanenti limitrofe, combinando tecniche di collocazione ai minimi quadrati con tecniche di approssimazione lineare vincolate da una funzione di peso. Utilizzando tali modelli matematici, è possibile calcolare le correzioni relative ad una stazione virtuale posta all'interno dell'area definita dalla rete di stazioni permanenti o esternamente ad essa, purché in prossimità di tale area.

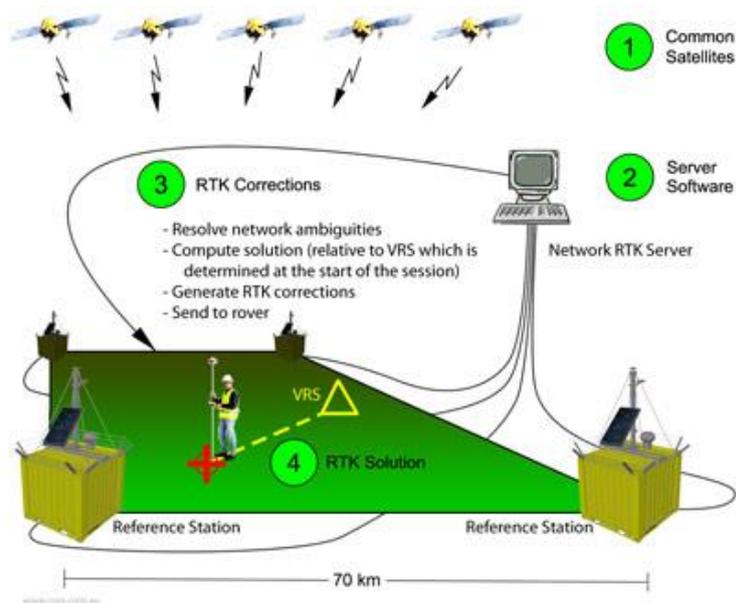


Figura 16 – Esempio di VRS (Stazione di Riferimento Virtuale)

Nel caso dell'FKP il centro di controllo crea un modello di correzione degli errori, dopodiché archivia e rende disponibili tali correzioni a tutti gli utilizzatori trasmettendoli in un formato indipendente dal tipo di ricevitore. Le correzioni vengono calcolate secondo una griglia regolare di punti immaginari sul terreno d'interesse della rete, e poi inviate in blocco a tutta l'utenza. Questo metodo consente alla rete di avere un sistema di comunicazione monodirezionale, in quanto i rover possono limitarsi a ricevere le correzioni già calcolate dal centro di controllo.

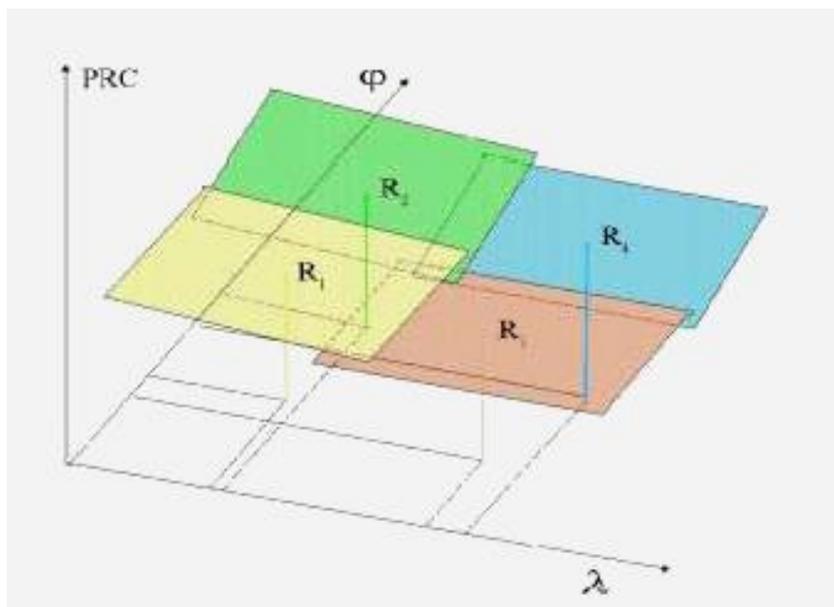


Figura 17 – Esempio di trasmissione delle correzioni con approccio FKP

L'approccio MAC si pone come obiettivo quello di ridurre il più possibile il volume di dati da trasmettere al *rover*. A questi vengono inviate le coordinate e le correzioni di una stazione permanente che funge da Master Station, mentre delle altre stazioni (auxiliary stations) vengono inviate informazioni sotto forma di dati differenziali calcolati rispetto alla master. Occupando una porzione di banda molto inferiore, possono essere quindi trasmessi in forma compatta utilizzando una quantità inferiore di bit, rendendo il servizio più accessibile ad utenti sprovvisti di una connessione a banda larga.

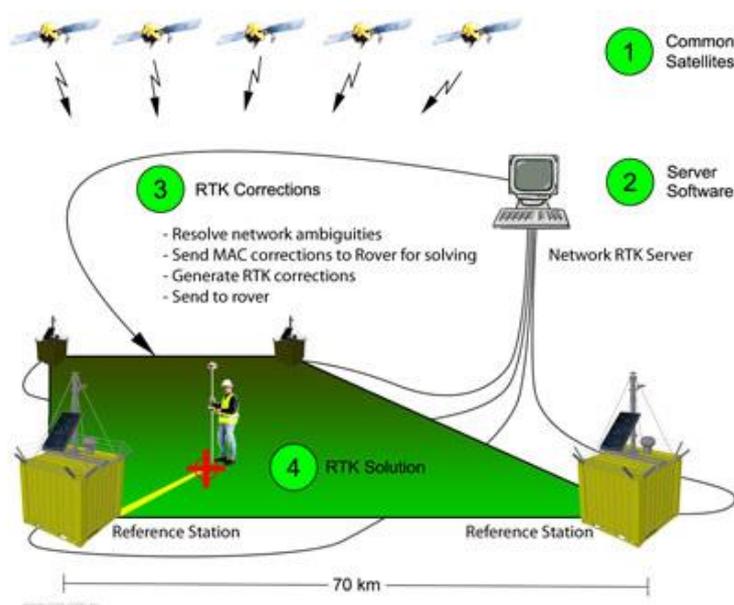


Figura 18 – Esempio di Approccio Master Auxiliary Concept (MAC)

Infine, si sottolinea che a prescindere dall'approccio considerato le coordinate calcolate per i ricevitori *rover* saranno espresse nello stesso sistema di riferimento nel quale vengono inquadrare le stazioni permanenti della rete NRTK.

1.2.5. Precise Point Positioning

Il Precise Point Positioning (PPP) è una tecnica di calcolo GNSS che si sta diffondendo sempre più negli ultimi anni e consente a determinazione delle coordinate "assolute" di un singolo ricevitore con precisioni paragonabili a quelle tipiche dell'approccio differenziato. Il calcolo PPP si basa sia sulle osservabili di fase di entrambe le frequenze portanti che su quelle dei codici C/A o P (nel caso del GPS).

La logica alla base di tale approccio di calcolo è quella di ridurre i *bias* indotti da effetti spazialmente correlati, che nell'approccio differenziato si elidono con le osservazioni alle doppie differenze, attraverso una serie di modelli matematici. Di seguito si vuole dare una intuitiva descrizione degli effetti che richiedono un'accurata modellazione nel PPP, introducendo un livello aggiuntivo di complicazione rispetto all'approccio differenziato, a fronte però di una serie di vantaggi che vedremo successivamente.

- *Errori di orbita*: le orbite dei satelliti nel PPP costituiscono l'unico vincolo per le coordinate che si vanno a determinare sul singolo punto a terra. Un errore nella quota o nelle posizione di un satellite si ripercuote direttamente sulla distanza satellite-ricevitore stimata. In questo caso l'errore non viene sottratto all'omologa osservazione relativa al secondo ricevitore che "vede" lo stesso satellite. Orbite di maggiore accuratezza rispetto a quelle *broadacast* si ottengono tramite ricalcolo a posteriori delle effemeridi, che vengono poi messe a disposizione con diversi livelli di affidabilità e diversi tempi di attesa.
- *Errori di sincronia dei satelliti*: nel ricalcolo a posteriori delle effemeridi satellitari vengono stimati, con grande accuratezza, anche gli sfasamenti degli orologi di bordo dei satelliti rispetto al tempo di riferimento del GNSS. Evidentemente un'asincronia negli orologi porterebbe alla stima di errate posizioni relative sia tra i satelliti che tra satelliti e ricevitore.
- *Errori di eccentricità tra i centri di fase e di massa dei satelliti*: le effemeridi vengono calcolate rispetto al centro di massa dei satelliti, mentre i segnali inviati a terra partono

dalle antenne trasmettenti di questi. I centri di fase delle antenne non sono evidentemente posizionati nell'esatto centro di massa dei satelliti, per cui è necessario modellizzare istante per istante il vettore di posizione ed orientamento che lega questo ai centri di fase delle antenne. Come ulteriore complicazione si ricorda che i centri di fase delle antenne non sono entità facilmente definibili in quanto variano a seconda della frequenza del segnale emesso e della sua direzione.

- *Errori di "phase wind-up"*: la fase di un segnale radio viene invertita di 180° nel caso ad esempio in cui la sorgente ruoti dello stesso angolo rispetto alla direzione considerata. Essendo i satelliti in rotazione relativa rispetto al ricevitore a terra, è necessario modellizzare questo effetto per determinare la corretta fase del segnale. Questa rotazione non avviene solo per via dell'orbita dei satelliti, ma anche a causa della ricerca della maggiore esposizione possibile al sole dei pannelli solari che alimentano i satelliti stessi.
- *Maree solide*: gli effetti delle interazioni tra le forze gravitazionali dei corpi celesti, ed in particolare di sole e luna, con la terra inducono sulla crosta terrestre degli effetti di marea del tutto paragonabili concettualmente a quelli che riguardano le maree oceaniche. A differenza di queste, le così dette maree solide si manifestano con un certo ritardo dovuto alle inerzie ed alla non perfetta elasticità del suolo, il che comporta inoltre la presenza di una parte di maree ciclica ed una permanente. Entrambe devono essere modellizzate, in particolare per tempi di osservazione minori di 24h, in modo da rimanere coerenti col sistema di riferimento che viene definito dallo IERS come esente da tali effetti.
- *Maree oceaniche*: l'effetto delle maree oceaniche è dovuto alla maggiore o minore spinta che le masse d'acqua esercitano ciclicamente sulle coste, sono quindi importanti per rilievi in tali aree ed hanno generalmente un effetto minore di quello delle maree solide, nondimeno vanno considerate per i calcoli PPP di maggiore accuratezza.
- *Moto del polo*: anche le coordinate del polo di rotazione terrestre subiscono, come già anticipato, delle variazioni di coordinate; queste non influenzano le orbite satellitari ai quali si riferisce il calcolo PPP, per cui vanno tenute in conto attraverso gli EOP stimati dallo IERS. Questi considerano anche le irregolarità nella velocità di rotazione della terra attorno al proprio asse.
- *Altri effetti*: tra cui effetti relativistici, effetto Sagnac dovuto alla rotazione della terra, effetti dovuti ai ritardi interni strumentali ecc.

Tutti gli effetti appena citati inducono *bias* nelle soluzioni PPP se non considerati e la loro entità è da anni oggetto di studio. Col passare del tempo, lo studio dei fenomeni ed il raffinamento delle tecniche hanno reso disponibili modelli via via più accurati, che permettono oggi al PPP di avvicinare, e talvolta migliorare, le precisioni ottenute da un approccio di calcolo differenziato. Questa considerazione è tanto più vera quanto più aumentano le lunghezze delle *baseline*, con le quali si riducono le correlazioni degli effetti citati per i due ricevitori.

Rimangono però da stimare i *bias* relativi al ricevitore a terra, che non possono essere modellizzati in quanto dipendono dalla sua posizione, dall'epoca di misura e dalle sue caratteristiche. Anche nel PPP sfruttando ricevitori a doppia frequenza è possibile calcolare una soluzione *iono-free* che tenga in conto degli effetti di ritardo ionosferico, mentre per i ritardi dovuti alla troposfera si applica una funzione mappante, ad una stima del ritardo zenitale ZTD (*Zenith Tropospheric Delay*). Lo ZTD può essere scomposto in una componente secca ZTD_d ed una umida ZTD_w , di cui la prima è ben modellizzabile mentre la seconda va ristimata nella fase di calcolo. Attraverso combinazioni delle osservabili, sia di fase che di codice, ed approcci statistici iterativi, nel calcolo PPP vengono stimati:

- Le *ambiguità iniziali di fase*, facendo notare che fino a pochi anni fa non esistevano algoritmi di calcolo che ne consentissero la stima come numero intero, per cui venivano sempre utilizzate equazioni con ambiguità *float*. Ad oggi questi algoritmi sono consolidati e consentono, con elevata affidabilità, il fissaggio delle ambiguità iniziali di fase.
- L'*offset dell'orologio del ricevitore*, che viene tipicamente trattato come un *white noise* e stimato iterativamente a partire da un valore approssimato sufficientemente grande.
- Il *ritardo troposferico zenitale umido (ZTD_w)* nella sua componente umida, molto variabile e difficilmente modellizzabile.
- Le *coordinate geocentriche XYZ* del centro di fase dell'antenna del ricevitore.

In merito alle antenne dei ricevitori si fa notare che anche per queste il centro di fase non è un'entità tangibile, si sposta anzi in funzione degli angoli di incidenza dei segnali GPS ricevuti. A metà degli anni 2000 l'IGS ha prodotto dei così detti file di calibrazione assoluti, nei quali vengono indicati, per i principali modelli di antenna in commercio, le stime degli spostamenti dei centri di fase in funzione degli angoli zenitali ed azimutali con cui viene ricevuto il segnale. Tali stime vengono fatte calibrando in camera anecoica un certo numero di antenne dello stesso modello, mediando successivamente i risultati. Esse sono quindi da ritenere

un'approssimazione del reale comportamento di ogni singola antenna, ma d'altro canto la calibrazione di un'antenna è un'operazione costosa per cui non è ancora diffusa la pratica di dotare le antenne di proprio file personalizzato. Si fa notare che le correzioni sul centro di fase possono avere entità anche di alcuni millimetri, e dipendendo anche dall'angolo azimutale esse sono applicabili correttamente solo quando le antenne dei ricevitori sono messe in stazione correttamente, ovvero orientate coerentemente con i file di calibrazione che si intende applicare. In caso contrario l'applicazione delle correzioni sui centri di fase risulterebbe addirittura controproducente, introducendo ulteriori *bias* nelle soluzioni GNSS.

La tecnica PPP si è sviluppata nel corso degli anni basandosi sul sistema GPS, ma recentemente sono stati sviluppati anche algoritmi in grado di sfruttare le osservabili GLONASS, ed in futuro è verosimile che anche per la costellazione Galileo sarà possibile sfruttare tale approccio.

Come anticipato nel PPP vengono calcolate le coordinate "assolute" di un singolo ricevitore, espresse quindi direttamente nel sistema geocentrico. In particolare il sistema di riferimento geocentrico nel quale vengono inquadrare le soluzioni è lo stesso nel quale vengono definite le orbite dei satelliti. A seconda del codice di calcolo PPP utilizzato sarà quindi necessario verificare quali orbite vengono utilizzate. Come si vedrà anche nel seguito, talvolta le effemeridi utilizzate non sono strettamente vincolate ad un preciso RF, ma sono calcolate con approccio ai minimi vincoli al fine di ottenere la migliore consistenza interna possibile tra le coordinate dei diversi satelliti nelle varie epoche. In questo caso è poi necessario applicare gli opportuni parametri di trasformazione in modo da rendere le coordinate strettamente coerenti con il RF desiderato.

1.2.6. Commenti generali sull'uso delle diverse tecniche GNSS

Come riportato nei precedenti paragrafi, esistono diversi approcci al calcolo delle coordinate per mezzo dei GNSS. Questi hanno diversi livelli di complessità e diversi aspetti che possono essere vantaggiosi o meno a seconda dello scopo delle misure che si intendono effettuare.

Nella maggior parte dei casi per rilievi di natura tecnica, dove le interdistanze sono relativamente limitate e le precisioni richieste non troppo elevate, è più vantaggiosa una tecnica di misura in tempo reale, RTK od NRTK.

Per i rilievi di piccola o media estensione, nei quali siano richieste le massime precisioni possibili, è preferibile il classico approccio di calcolo differenziato, avendo cura di scegliere

opportunamente i tempi di acquisizione e previa la presenza sul territorio di un frame di riferimento necessario per inquadrare il rilievo svolto.

Il PPP, nonostante la sua ancora scarsa diffusione e le complicazioni che comporta, presenta una serie di potenziali vantaggi rispetto a qualunque altra tecnica di calcolo:

- considerando una rete di punti, l'accuratezza delle coordinate calcolate in PPP per i suoi vertici non dipende dalle interdistanze in gioco, a differenza di quanto avviene per l'approccio differenziato. Questo può risultare vantaggioso in particolare per reti di grande estensione;
- i tempi di calcolo necessari per l'elaborazione sono notevolmente inferiori a parità di hardware. Questo aspetto risulta vantaggioso soprattutto per il calcolo di reti molto numerose e/o lunghe serie temporali;
- ogni file di dati GNSS viene elaborato autonomamente, prescindendo dalla disponibilità di altri dati GNSS acquisiti contemporaneamente. Questo comporta una notevole flessibilità di calcolo ed una drastica semplificazione nella pianificazione preventiva dei rilievi;
- le misure possono essere svolte con la stessa accuratezza in ogni parte del globo, prescindendo dalla presenza o meno sul territorio di una infrastruttura geodetica, attiva o passiva che sia, altrimenti necessaria per svolgere o inquadrare il rilievo.

Tra gli aspetti svantaggiosi che caratterizzano il PPP c'è la necessità di disporre dei modelli sopra citati e spesso di prodotti post-elaborati come le effemeridi precise, il che limita le applicazioni in tempo reale di tale approccio. Inoltre, qualora si voglia svolgere un rilievo con interdistanze tra i punti limitate, le prestazioni ottenibili con il classico approccio differenziato non sono raggiungibili con tempi di osservazione egualmente ridotti. Per *baseline* molto corte si ha inoltre il vantaggio di poter utilizzare dei più economici ricevitori a singola frequenza ottenendo precisioni del tutto paragonabili.

Per questi motivi il PPP risulta oggi particolarmente adatto al monitoraggio dei frame di riferimento, sia su scala globale che regionale, dove si ha tipicamente a che fare con centinaia di vertici e serie temporali di dati, anche di parecchi anni. Ad esempio, dal momento in cui sono stati resi disponibili i file di calibrazione assoluta delle antenne montate su un certo numero di stazioni permanente della rete IGS, si è reso necessario il ricalco delle serie temporali di queste stazioni. Con un approccio differenziato sarebbe necessario ricalcolare l'intera rete nei periodi

interessati all'applicazione delle calibrazioni delle antenne, mentre con un approccio PPP è sufficiente procedere al ricalcolo delle stazioni coinvolte.

In generale, si vuole sottolineare il fatto che ad oggi non esiste una tecnica di calcolo GNSS in assoluto più vantaggiosa delle altre. La tecnica da utilizzare deve essere scelta e consigliata con particolare attenzione allo scopo del rilievo, alle accuratezze richieste, all'estensione dell'area interessata, alla presenza o meno di infrastrutture geodetiche, alla padronanza della tecnica stessa ed altri aspetti ancora.

Inoltre, non sono state qui trattate tutte le tecniche di posizionamento basate su osservabili di codice e correzioni differenziali provenienti da sistemi di *augmentation*, poiché queste non consentono le stesse precisioni degli approcci finora discussi e non sono di diretto interesse per il monitoraggio di sistemi di riferimento. Queste potrebbero però in alcuni casi essere considerate come alternative agli approcci qui presentati, almeno per le applicazioni in cui l'accuratezza richiesta non sia di ordine centimetrico.

1.3. I moderni sistemi di riferimento

I sistemi di riferimento globali si sono evoluti rapidamente nel corso degli anni, sia per via delle nuove tecnologie che in virtù di nuovi approcci al problema. Si riporta ora un sintetico excursus sull'evoluzione che questi hanno subito negli ultimi 50 anni e qualche dettaglio sui più recenti frame di riferimento ufficiali.

La definizione generale di terna geocentrica ECEF è rimasta concettualmente invariata negli anni, mentre sono cambiate ed evolute le tecniche di misura dei RF. Bisogna specificare da subito che tutti i Datum globali sono definiti sulla base di più di una tecnica di misura, oppure sulla base di un altro Datum preesistente, portando ad una successione di "realizzazioni" dei RF sempre più accurate.

1.3.1. Dai primi Datum globali al WGS84

Il primo sistema di riferimento globale sviluppato dal DoD (Department of Defence) americano fu il WGS60, precursore del WGS84 ancora in uso oggi. Nella determinazione di questo sistema di riferimento le tecniche satellitari influirono esclusivamente sulla determinazione del valore

di schiacciamento dell'ellissoide, mentre la definizione del geocentro venne studiata basandosi sui modelli di geoidi regionali più accurati disponibili allora, ricostruendone l'orientamento relativo per mezzo di misure astronomiche e gravimetriche. La dimensione dell'ellissoide fu determinata col criterio di aderire il meglio possibile ai Datum regionali di maggiore interesse in quel periodo storico per il DoD, ovvero il NAD, l'ED ed il TD. Il WGS60 costituì la base fondamentale per rendere operativo in sistema Transit, così come altri satelliti artificiali lanciati negli anni immediatamente successivi.

Nel giro di pochi anni venne quindi raccolta una grande quantità di dati Doppler ed ottici provenienti dai satelliti, inoltre si resero disponibili il nuovo modello di geoidi di Irene Fischer, basato su misure astronomiche, ed il Datum Mercury utilizzato per i primi lanci astronautici. Questi fattori permisero nel 1967 di definire il nuovo Datum di riferimento globale WGS66, al quale venne associato un modello di ondulazione del geoidi ad hoc.

Il World Geodetic System venne ulteriormente aggiornato nel 1972, sulla base di nuovi dati: misure gravimetriche terrestri, Doppler, satellitari ed astronomiche vennero raccolte da enti anche esterni al DoD e la rete di stazioni a terra venne estesa, resa più omogenea su scala globale. Inoltre, vennero utilizzati dati di triangolazione da osservazioni ottiche BC-4 e furono eseguite 8 traverse con misure dirette di distanza attraverso geodimetri di alta precisione, introdotti proprio in quegli anni, con lo scopo di verificare la scala delle soluzioni. Anche le tecniche di rilievo terrestre classiche giocarono un ruolo nel definire al meglio, ove possibile, la posizione relativa delle stazioni di misura di diversa natura.

L'intero set di dati venne compensato con metodo ai minimi quadrati ottenendo una correzione delle coordinate del RF usato per il WGS66 ed una rideterminazione del campo gravitazionale dando così origine al Datum WGS72, che rimase il riferimento fino all'entrata in vigore del più moderno WGS84.

Nei primi anni '80 divenne evidente la necessità di un nuovo sistema di riferimento globale in grado di supportare al meglio lo sviluppo e l'entrata in funzione del GPS. All'assemblea generale dello IUGG (*International Union of Geodesy and Geophysics*) del 1979 venne ufficializzato un nuovo ellissoide di riferimento globale, denominato GRS80 (*Geodetic Reference System 1980*), definito col criterio di avere lo stesso volume totale del geoidi e con ondulazioni massime fino a circa 110 m. Il GRS80 dalla sua emanazione è rimasto, a meno di piccoli aggiustamenti, l'ellissoide di riferimento per il WGS fino ai giorni nostri.

In quegli anni si resero anche disponibili una quantità di nuove tipologie di osservazioni provenienti da tecniche diverse da quelle utilizzate in precedenza, come VLBI (*Very Long*

Baseline Interferometry) e SLR (*Satellite Laser Ranging*), oltre a più accurate misure Doppler. Grazie anche allo sviluppo di nuovi algoritmi, le nuove osservazioni vennero compensate dando origine nel 1984 al primo WGS84, caratterizzato da un livello di consistenza interna stimata in circa un metro.

Successivamente, nel 1994, una volta reso operativo il GPS, venne definito un secondo WGS84 nominato G730 (dove G sta per *GPS* e 730 è il numero della settimana GPS), basato da un lato sul nuovo ITRF91 e dall'altro sulle osservazioni GPS, divenute molto più accurate di quelle precedentemente ottenibili da sistema Transit. In seguito il WGS84 è stato aggiornato altre volte, basandosi via via sulle nuove realizzazioni ufficiali ITRF (*International Terrestrial Reference Frame*) e su sempre più accurate misure GPS. In particolare furono realizzati il WGS84 G837 del 1997, basato sull'ITRF95, il G1150 del 2002, basato sull'ITRF2000, ed il G1674 del 2012 che si basa sul più recente ITRF2008, raggiungendo un livello di consistenza stimato in 10 cm, quindi ridotto di un ordine di grandezza rispetto al WGS84 originario.

Il WGS84 formalmente sfrutta oggi un omonimo ellissoide di riferimento, il quale differisce però dal GRS80 per valori massimi intorno al millimetro, per cui i due possono essere confusi senza creare alcun problema al fine di qualunque applicazioni tecnica. Attualmente al WGS84 viene associato il modello di ondulazione del geoide EGM96 (*Earth Gravitational Model 1996*), rivisto nel 2004, che definisce il geoide attraverso uno sviluppo in serie di armoniche sferiche arrestato al grado 360, con valori di ondulazione che vanno da -105 m a +85 m.

1.3.2. I sistemi di riferimento globali di IGS e IERS (ITRS)

Nel 1987 l'*International Astronomical Union* e l'*International Union of Geodesy and Geophysics* istituirono lo IERS, allora denominato *International Earth Rotation Service* e successivamente rinominato *International Earth Rotation and Reference Systems Service* nel 2003. Tale ente si prefigge tutt'oggi come obiettivo primario quello di fornire alcuni prodotti alle comunità astronomica, geodetica e geofisica, tra i quali:

- la definizione aggiornata del sistema di riferimento celeste ICRS e le sue realizzazioni ICRF (*International Celestial Reference Frame*);
- la definizione del più accurato sistema di riferimento globale terrestre ITRS (*International Terrestrial Reference System*) e delle sue realizzazioni ITRF;

- la definizione degli EOP, che definiscono le variazioni dell'orientamento terrestre in termini di trasformazioni tra ICRF ed ITRF;
- dati geofisici necessari per l'interpretazione delle variazioni spazio-temporali dei vertici dei frame ICRF ed ITRF;
- raccomandazioni tecniche volte a definire standard internazionali riguardo ai modelli ed alle costanti da adottare.

L'ITRF viene definito come la realizzazione del sistema ITRS, pertanto vincolato al centro massa della terra e all'asse di rotazione medio terrestre, con la condizione di "rotazione nulla" della rete, ad implicare che esso non segue nessuna placca continentale in particolare, per cui può essere considerato un sistema ECEF.

L'ITRF viene calcolato oggi basandosi prevalentemente su quattro tecniche di geodesia spaziale che sono quella GNSS, VLBI, SLR e DORIS (*Doppler Orbitography and Radiopositioning Integrated by Satellite*). Esistono nel mondo un certo numero di siti in cui sono cooperanti sensori relativi a più di una di queste tecniche, particolarmente utili per stabilire una connessione tra le diverse soluzioni indipendenti ottenute per ciascuna tecnica. Questo è possibile attraverso la misura delle così dette *local ties*, cioè i vettori di posizione relativa che collegano i punti di misura (stime dei centri di fase delle antenne) dei diversi apparati. Le *local ties* sono definite con la massima accuratezza per mezzo di misure topografiche classiche di alta precisione.

L'ITRF viene pubblicato in un file in formato standard SINEX (*Solution INdependent Exchange format*), nel quale sono riportate le coordinate XYZ di riferimento di ogni stazione, l'epoca a cui sono riferite, le velocità medie con cui esse variano nel tempo e le deviazioni standard che caratterizzano sia le coordinate che le velocità.

Per uno stesso sito possono venire indicate diverse soluzioni (set di coordinate e velocità), ciascuna valida all'interno della finestra temporale indicata. Queste sono rese necessarie dall'impossibilità di approssimare linearmente il moto di una stazione permanente qualora abbia subito delle repentine variazioni di coordinate, dovute ad esempio a terremoti od eventi accidentali sulla monumentazione della stazione stessa. Talvolta è sufficiente un cambio di strumentazione, in particolare di antenna, per determinare un salto nella serie temporali delle stazioni GNSS, per cui diventa necessario separare le due soluzioni valide prima e dopo il cambio.

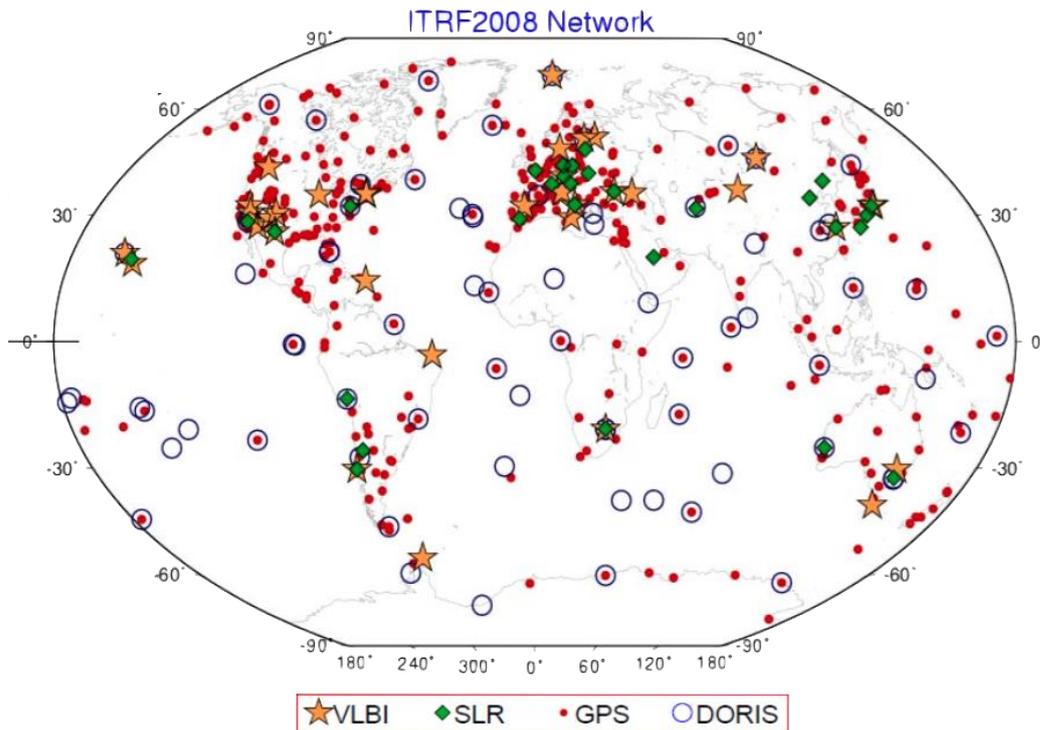


Figura 19 – Distribuzione delle stazioni permanenti per le quattro principali tecniche di geodesia spaziale che concorrono alla definizione dell'ITRF

La prima realizzazione dell' ITRF fu l'ITRF88, seguito da aggiornamenti a cadenza quasi annuale fino all'ITRF97, che ancora adottava il 1984 come epoca di riferimento nel quale definire le coordinate dei punti. Tutte queste realizzazioni dell'ITRF si basavano in parte su modelli geodinamici per la determinazione delle velocità dei punti, in particolare i modelli AM0-1 prima, NNR-NUVEL-1 e NNR-NUVEL-1A poi. La realizzazione ITRF2000 fu la prima a basarsi su soluzioni indipendenti da qualunque modello geodinamico per la determinazione del proprio campo di velocità. L'origine del sistema venne stimata con le più accurate osservazioni SLR, mentre la scala fu definita attraverso combinazioni di osservazioni SLR e VLBI, orientando poi il frame sulla base del precedente ITRF97 e quindi formalmente sul modello NNR-NUVEL-1A. Al frame ITRF, essendo definito per sole coordinate cartesiane geocentriche, non viene esplicitamente associato alcun ellissoide di riferimento, ma lo IERS consiglia esplicitamente l'utilizzo del GRS80 come superficie di riferimento sulla quale calcolare le coordinate geografiche espresse nel sistema ITRS.

Nel 1994 venne anche fondato l'IGS con lo scopo di garantire alla comunità scientifica, e non solo, i migliori prodotti relativi ai sistemi GNSS via via entrati in funzione. Tra i prodotti oggi diffusi dall'IGS si trovano:

- le effemeridi dei satelliti, ricalcolate con tempi di attesa diversi a seconda del livello di accuratezza fornito;
- gli Earth rotation parameters;
- le coordinate aggiornate delle stazioni GNSS appartenenti alla rete di monitoraggio globale IGS e le relative velocità medie;
- informazioni sugli orologi dei satelliti e delle stazioni permanenti IGS;
- le stime dei parametri di ritardo troposferico zenitale;
- mappe globali di ritardo ionosferico.

Uno degli scopi primari di questi prodotti è quello di fornire allo IERS i dati più accurati possibili provenienti da misure di natura GNSS, su cui basarsi per le successive realizzazioni dell'ITRF. Emerge ancora una volta la forte interazione tra la definizione di un sistema di riferimento e le misure svolte. Da un lato infatti l'IGS si basa sulla definizione ufficiale dell'ITRF per definire le coordinate di riferimento delle stazioni che popolano la propria *tracking network*, dall'altro lo IERS si basa sui nuovi dati GNSS ottenuti ed elaborati dall'IGS per la ridefinizione e l'aggiornamento dell'ITRF. Va anche detto che periodicamente anche l'IGS definisce un proprio RF, tipicamente denominato come IGS o IGb, che costituisce talvolta una base e talvolta un aggiornamento dell'ITRF. Il motivo principale per cui l'IGS definisce un proprio RF invece che adottare direttamente le coordinate ITRF è di garantire la migliore consistenza delle coordinate di riferimento della IGS *tracking network* con le misure svolte mediante tecnica GNSS, indipendenti quindi dalle altre tecniche utilizzate dallo IERS.

Concentrandosi sull'ultimo decennio, si riporta ora qualche dettaglio sul rapporto che intercorre tra i frame ufficiali emanati dallo IERS e quelli gestiti dall'IGS.

Il primo RF IGS fu l'IGS97, allineato alla realizzazione ITRF97 dello IERS attraverso una cinquantina di stazioni di riferimento GNSS. Successivamente venne definito l'ITRF2000, al quale l'IGS allineò i suoi frame di riferimento IGS00 prima ed IGb00 poi, basandosi rispettivamente su 54 e 99 stazioni permanenti. Con l'IGb00 vennero utilizzati per la prima volta i file di calibrazione "relativi" per le antenne dei ricevitori, mentre nessuna calibrazione delle antenne dei satelliti venne considerata. L'allineamento dei frame IGS ed ITRF avveniva, fino all'IGb00, per mezzo di una trasformazione di similarità a 14 parametri di Helmert.

L'ITRF2005 fu calcolato di conseguenza basandosi ancora sulle calibrazioni relative delle antenne (igs_01.pcv), ma di lì a poco l'IGS pubblicò i primi file di calibrazione delle antenne

Da gennaio 2016 lo IERS ha reso disponibile l'ITRF2014, primo sistema ITRF a considerare osservazioni GNSS calcolate considerando gli igs_08.atx.

Per concludere, ci si può chiedere quindi quale sia il livello di congruenza tra i frame di riferimento ITRF/IGS ed il WGS84, che di fatto è l'unico altro RF di diffuso utilizzo. Le prime realizzazioni del WGS84 basate su osservazioni GPS sono coincidenti con l'ITRF entro i 10 centimetri di errore, mentre la più recente G1674 è coincidente con l'ITRF2008 a livello centimetrico. I due frame possono quindi essere confusi senza creare incongruenze per qualunque applicazione in cui le accuratezze richieste siano inferiori ai valori citati.

1.3.3. Il sistema di riferimento intrapacca europeo ETRS89

I frame di riferimento globali citati nei paragrafi precedenti sono fondamentali da un lato per il miglior funzionamento dei sistemi GNSS stessi, e dall'altro poiché costituiscono la base per molti studi scientifici a scala globale, in particolare di natura geodinamica, o per la navigazione aerea e marittima, ed in generale per tutte le applicazioni in cui è necessario riferire le coordinate o le serie temporali ad un sistema ECEF. Per molte altre applicazioni invece la rapidità con cui cambiano le coordinate, dovuta alla tettonica delle placche, risulta essere un limite da gestire. Sono quindi nati dei sistemi di riferimento vincolati alle parti stabili delle placche continentali, i principali dei quali sono il NAD83 e l'ETRS89, e forniscono una stabilità delle coordinate nel tempo di ordine superiore.

In particolare, l'ETRS89 è un sistema di riferimento cartesiano geocentrico in quanto definito come coincidente all'ITRS89 all'epoca 1989.0, ma non è evidentemente un sistema "*Earth fixed*" essendo vincolato alla parte stabile della placca eurasiatica. L'ETRS diverge dall'ITRS con una velocità media di circa 2,5 cm/anno, il che porta oggi a differenze di coordinate tra i due sistemi nell'ordine dei 60 cm.

L'EUREF (*EUropean REference Frame*) è la sottocommissione dello IAG (*International Association of Geodesy*) incaricata della definizione e mantenimento del sistema di riferimento europeo. EUREF raccomanda agli stati europei l'adozione dell'ETRS89 come sistema di riferimento ufficiale, e si occupa di fornire i dati necessari per il suo corretto utilizzo a partire dalle coordinate ITRF. Lo stesso ente si occupa della gestione della rete GNSS di monitoraggio europea EPN (*European Permanent Network*), costituita oggi da oltre 280 stazioni permanenti,

classificate come “classe A” o “classe B” a seconda della lunghezza, continuità e qualità delle serie temporali di coordinate fornite.

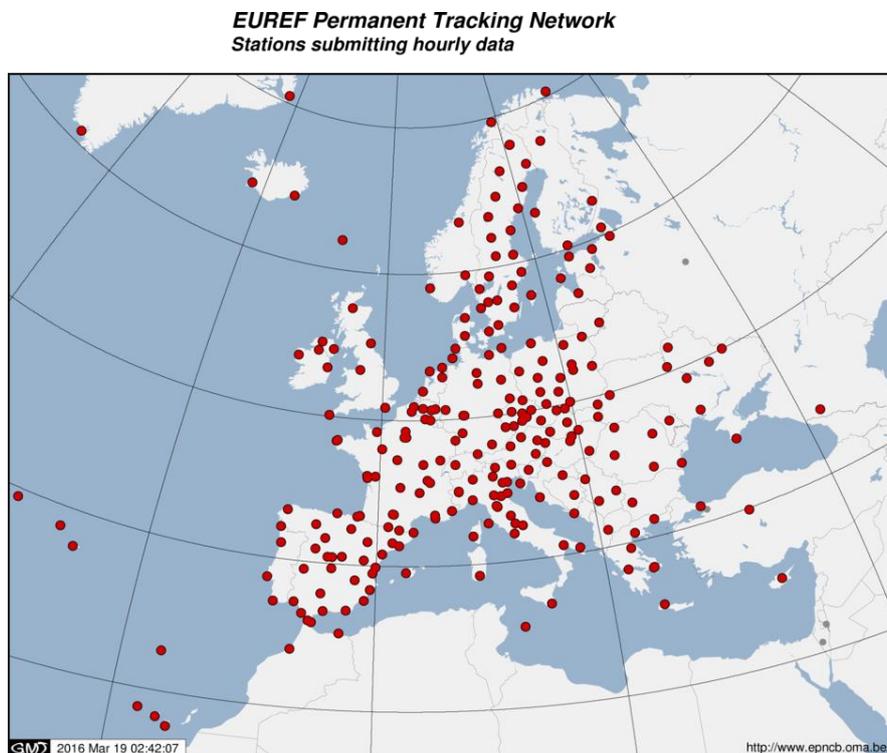


Figura 21 – La rete di stazioni permanenti GNSS europea EPN gestita dall’EUREF

L’EUREF specifica inoltre quali sono le strategie da adottare per la trasformazione delle coordinate da ITRF ad ETRF, per cui nel documento “memo-V8” di Boucher ed Altamimi vengono specificati alcuni aspetti tecnici qui di seguito sintetizzati.

È opportuno riferirsi alla soluzione ITRF_{yy} più aggiornata in modo da trarre beneficio dei miglioramenti nella definizione del frame globale.

Definendo t_0 l’epoca di definizione dell’ITRF_{yy} considerato, nella quale il vettore di coordinate geocentriche del frame è $X_{yy}^I(t_0)$, e definendo \dot{X}_{yy}^I le velocità medie di tali coordinate, allora le coordinate di un punto all’epoca t sono definite dalla relazione:

$$X_{yy}^I(t) = X_{yy}^I(t_0) + \dot{X}_{yy}^I * (t - t_0) \tag{3}$$

Il modello di trasformazione delle coordinate da considerarsi per trasformare le coordinate da un generico sistema di riferimento A ad uno B è quello di Helmert:

$$\begin{bmatrix} X_B \\ Y_B \\ Z_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X_A \\ Y_A \\ Z_A \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} T1_{A,B} \\ T2_{A,B} \\ T3_{A,B} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} D_{A,B} & -R3_{A,B} & R2_{A,B} \\ R3_{A,B} & D_{A,B} & -R1_{A,B} \\ -R2_{A,B} & R1_{A,B} & D_{A,B} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_A \\ Y_A \\ Z_A \end{bmatrix} \quad (4)$$

dove i parametri di trasformazione sono le tre traslazioni $T1_{A,B}, T2_{A,B}, T3_{A,B}$, le tre rotazioni $R1_{A,B}, R2_{A,B}, R3_{A,B}$ e la variazione di scala $D_{A,B}$. Tali parametri non possono essere ritenuti statici nel tempo per cui ciascun parametro generico $P_{A,B}$, considerando la sua velocità di variazione $\dot{P}_{A,B}$, all'epoca t avrà valore:

$$P_{A,B}(t) = P_{A,B}(t_0) + \dot{P}_{A,B} * (t - t_0) \quad (5)$$

Fatte queste premesse, il calcolo delle coordinate ITRF all'epoca 1989.0 si realizza per mezzo di:

$$X_{yy}^I(89.0) = X_{yy}^I(t_0) + \dot{X}_{yy}^I * (89.0 - t_0) \quad (6)$$

Dove il tempo t_0 è quello specifico dell'ITRF_{yy} considerato, ed i valori delle coordinate e delle relative variazioni nel tempo sono quelli specificati nel relativo file SINEX.

Il calcolo delle coordinate ETRF_{yy} all'epoca 1989, relative all' ITRF_{yy} , si realizza applicando:

$$\begin{bmatrix} X_{yy}^E(89.0) \\ Y_{yy}^E(89.0) \\ Z_{yy}^E(89.0) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X_{yy}^I(89.0) X_A \\ Y_{yy}^I(89.0) Y_A \\ Z_{yy}^I(89.0) Z_A \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} T1_{yy} \\ T2_{yy} \\ T3_{yy} \end{bmatrix} \quad (7)$$

I parametri $T1_{yy}, T2_{yy}, T3_{yy}$ sono quelli che definiscono gli *shift* tra lo specifico ITRF_{yy} e l'ITRF89 all'epoca 1989.0 che si verificano in conseguenza delle evoluzioni nelle tecniche di definizione dei successivi ITRF. EUREF raccomanda di calcolare questi *shift* come:

$$\begin{bmatrix} T1_{yy} \\ T2_{yy} \\ T3_{yy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} T1_{yy,89} \\ T2_{yy,89} \\ T3_{yy,89} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} D_{yy,89} & -R3_{yy,89} & R2_{yy,89} \\ R3_{yy,89} & D_{yy,89} & -R1_{yy,89} \\ -R2_{yy,89} & R1_{yy,89} & D_{yy,89} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{X} \\ \bar{Y} \\ \bar{Z} \end{bmatrix} \quad (8)$$

Dove $\bar{X}, \bar{Y}, \bar{Z}$ rappresentano le coordinate geocentriche del baricentro della rete di monitoraggio europea, mentre i parametri $P_{yy,89}$ sono quelli che legano l'ITRF89 a ciascuna realizzazione ITRF_{yy} e sono calcolabili dalla relazione:

$$P_{yy,89} = P_{yy,89}(t_0) + \dot{P}_{yy,89} * (89.0 - t_0) \quad (9)$$

In questo caso EUREF fornisce le tabelle contenenti i parametri di trasformazione $P_{yy,89}(t_0)$ che legano l'ITRF89 all' ITRF_{yy} nell'epoca t_0 di definizione di quest'ultimo, e le relative velocità $\dot{P}_{yy,89}$ di questi parametri necessarie per il calcolo dei valori all'epoca 1989.0. Nella tabella 3 del documento citato sono riportati inoltre i parametri T_{yy} già calcolati e le relative stime di accuratezza.

Una volta calcolate le coordinate ETRF_{yy} all'epoca 1989.0 secondo la (7), è possibile calcolare le coordinate in ETRF_{yy} all'epoca t di interesse propagando quelle all'epoca 1989.0 con le velocità dell'ETRS_{yy} \dot{X}_{yy}^E attraverso la relazione:

$$X_{yy}^E(t) = X_{yy}^E(89.0) + \dot{X}_{yy}^E * (89.0 - t) \quad (10)$$

Le velocità \dot{X}_{yy}^E devono essere calcolate come la differenza tra le velocità in ITRF \dot{X}_{yy}^I ed un moto di rotazione del punto attorno al geocentro che approssimi al meglio la deriva della placca eurasiatica, per cui:

$$\begin{bmatrix} \dot{X}_{yy}^E \\ \dot{Y}_{yy}^E \\ \dot{Z}_{yy}^E \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \dot{X}_{yy}^I \\ \dot{Y}_{yy}^I \\ \dot{Z}_{yy}^I \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & -\dot{R}_{3yy} & \dot{R}_{2yy} \\ \dot{R}_{3yy} & 0 & -\dot{R}_{1yy} \\ -\dot{R}_{2yy} & \dot{R}_{1yy} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_{yy}^I \\ Y_{yy}^I \\ Z_{yy}^I \end{bmatrix} \quad (11)$$

Le velocità angolari \dot{R}_{yy} sono quelle che definiscono il moto della placca eurasiatica nel corrispondente ITRF_{yy} e devono tenere conto di come queste sono state determinate. Per le realizzazioni ITRF89 ed ITRF90 le velocità medie dei punti furono stimate sulla base del modello geodinamico AM0-2, per cui i valori \dot{R}_{yy} da usare per quelle realizzazioni sono i valori angolari che descrivono il moto della placca eurasiatica nel AM0-2. Un discorso del tutto analogo si può riprendere per le realizzazioni ITRF91 ed ITRF92 basate invece sul modello NNR-NUVEL-1, per le realizzazioni '93 '94 '96 e '97 basate sul modello NNR-NUVEL-1A.

Con l'ITRF2000 venne stimato un nuovo campo di velocità indipendente da modelli geodinamici, che rivelò differenze rispetto al NUVEL-1A non trascurabili, per cui i parametri \dot{R}_{00} sono stati stimati sulla base dei vettori di velocità di 19 stazioni permanenti europee che presentavano serie temporali di alta qualità geodetica. Infine, per gli ITRF2005 ed ITRF2008 i parametri di rotazione \dot{R}_{05} ed \dot{R}_{08} sono tra quelli stimati per 15 diverse placche continentali sulla base di oltre 150 stazioni permanenti. I valori di \dot{R}_{yy} sono disponibili nella tabella 4 della memo-V8.

A dispetto di tutti i dettagli riportati finora che ambiscono a chiarire il corretto metodo con cui far corrispondere le coordinate inquadrare in ciascun ITRF_{yy} alle corrispondenti espresse nel sistema di riferimento ETRF_{yy}, il TCW (*Technical Working Group*) dell'EUREF raccomanda di non adoperare l'ETRF2005 né l'ETRF2008, bensì il solo ETRF2000 come riferimento convenzionale per tutti gli stati che adottano l'ETRS89.

La motivazione di tale scelta risiede nelle differenze di coordinate che si vengono ad avere con le diverse realizzazioni ETRF_{yy} e che oltre ad essere difficilmente gestibili da un lato, risultano dovute agli *shift* di entità circa equivalente tra i corrispondenti ITRF_{yy}, che non riguardano quindi fenomeni di interesse per applicazioni regionali. Per ricondursi all'ETRF2000 da una realizzazione diversa dall'ITRF2000 diventa quindi necessario applicare prima i parametri di trasformazione forniti dallo IERS, ad esempio tra ITRF2005 ed ITRF2000, e poi seguire la procedura sopra descritta per passare da ITRF2000 ed ETRF2000.

Una seconda e più comoda soluzione viene fornita dall'EUREF attraverso diversi set di 14 parametri di trasformazione, elencati nella tabella 5 della memo-V8, che consentono il passaggio diretto dal sistema ITRF_{yy} all'ETRF2000. Questi consistono in 7 parametri di rototraslazione di similarità con variazione di scala P (o parametri di Helmert) e delle corrispondenti variazioni temporali \dot{P} . Si specifica che i parametri P forniscono la trasformazione con epoca di riferimento 2000.0, per cui essi vanno propagati all'epoca di interesse t con la formula:

$$P(t) = P(2000.0) + \dot{P}(t - 2000.0) \quad (12)$$

Infine l'EUREF ha deciso di codificare per maggior chiarezza ETRF2000(R05) ed ETRF2000(R08) le coordinate delle stazioni di riferimento che derivano dai frame ITRF2005 e ITRF2008 invece che direttamente dall'ITRF2000.

Si rimarca che per definizione l'ETRS è vincolato alla parte stabile della placca eurasiatica, sottintendendo che la placca stessa non è in realtà un elemento rigido bensì presenta, in particolare nelle zone di bordo delle deformazioni non trascurabili che hanno costituito oggetto di studio di questa tesi.

2. GLI EFFETTI DELL'INQUADRAMENTO REGIONALE SULLE SOLUZIONI PPP

Come anticipato nel capitolo precedente descrivendo il calcolo svolto sulla rete RDN, quando si usa il software GIPSY-OASIS II per il calcolo delle soluzioni PPP esistono diversi tipi di orbite alle quali ci si può riferire. Il JPL pubblica diversi prodotti che vengono nominati *ultra-rapid*, *rapid* e *final* a seconda del tempo di latenza che hanno. I primi vengono pubblicati 4 volte al giorno e predicono le effemeridi per le successive 6 ore, i secondi sono pubblicati entro 2 giorni e sono già un prodotto di grande accuratezza, infine i prodotti *final*, sono quelli calcolati a valle della compensazione di una serie di osservazioni e di ricalcoli a posteriori. Questi vengono pubblicati a circa due settimane di tempo e rappresentano il meglio che sia possibile ottenere in termini di accuratezze, sia delle orbite che delle correzioni dei *clock* degli orologi satellitari. Tra i prodotti *final* si trovano pubblicate due tipi di orbite, denominate “fiduciali” e “non fiduciali”. Le prime sono orbite che il JPL inquadra già nella realizzazione più aggiornata esistente dell'ITRS, quindi nell'IGb08, utilizzando le quali il calcolo PPP risulta automaticamente inquadrato in tale RF. Per il calcolo preciso delle orbite fiduciali il JPL impone le coordinate IGb08 come vincolo ad una *core-network* di stazioni permanenti omogeneamente distribuite, utilizzando queste come “punti doppi” per rideterminare le traiettorie dei satelliti osservati. In questa operazione, essendo che le coordinate dei punti a terra vengono imposte come vincoli di altissima precisione, le orbite dei satelliti vengono “forzate” ad essere congruenti con le posizioni dei punti a terra. Questo comporta in qualche misura una distorsione delle traiettorie dei satelliti che può dipendere magari da un certo set di stazioni di una certa area che hanno per qualche motivo (magari fenomeni stagionali dell'area non evidenziati nella definizione linearizzate del RF) qualche *bias*.

Per questo motivo il JPL calcola e fornisce anche le orbite non fiduciali: queste vengono calcolate a valle di una compensazione di tutte le osservazioni raccolte dalla stessa *core-network*, imponendo però dei vincoli labili sulle coordinate di queste stazioni. La conseguenza è che eventuali *bias* che riguardano le coordinate dei punti a terra non impattano sulla coerenza delle orbite di un satellite rispetto a quelle degli altri e le orbite “non fiduciali”, fornite con la codifica *FlinnR*, risultano avere una migliore consistenza interna (Hurst 1995). Per contro queste non sono strettamente vincolate al RF IGb08, ed il loro orientamento relativo rispetto all'ITRS cambia quindi di giorno in giorno a seconda del calcolo di compensazione, per cui si rende necessaria una successiva trasformazione di coordinate per inquadrare il calcolo PPP svolto con orbite non fiduciali in IGb08. Il JPL fornisce quindi dei file giornalieri, denominati *x-files*, che contengono il set di 7 parametri che definiscono la trasformazione di Helmert tra i due

sistemi di riferimento e permettono l'inquadramento nell'IGb08. Questi parametri vengono calcolati giorno per giorno utilizzando come "punti doppi" le stazioni della *core-network*, composta da circa 200 siti distribuiti uniformemente sulla Terra (Rebischung et al. 2011), e confrontando le coordinate ottenute con orbite *FlinnR* con quelle di riferimento del RF. Anche in questo caso il calcolo dei parametri viene svolto con un approccio ai minimi quadrati, data la grande ridondanza della rete a disposizione, e con una compensazione che permette di evidenziare ed eliminare i siti coi residui maggiori. Ne risulta che statisticamente vengono usate per ogni giorno solamente una quarantina di stazioni alla volta per la definizione di ciascun *x-files*. Il JPL stesso consiglia agli utenti di GIPSY l'utilizzo combinato di orbite non fiduciali ed *x-files* piuttosto che di orbite fiduciali.

La domanda che ci si è fatti e che ha dato origine alla ricerca illustrata in questo capitolo è: calcolando degli *x-files* ad hoc per una determinata area, partendo da soluzioni non fiduciali e confrontandole con le coordinate di riferimento di una sottorete definiti in IGB08, che effetto avrebbe questo inquadramento sulle soluzioni ottenute? Sarebbero queste più precise o più aderenti al RF ufficiale? Avendo chiaro in mente che ogni sistema di riferimento permette di "vedere" cose diverse, quale effetto potrebbe avere un inquadramento nel RF globale svolto su base regionale invece che globale? Come evidenziato già da (Freymueller 2009), utilizzare un inquadramento di tipo regionale quando si vogliono valutare i movimenti assoluti di una rete locale può portare a qualche perdita di informazione, mentre può essere un procedimento corretto se l'obiettivo è quello di operare un raffittimento locale di una rete più vasta.

Uno dei possibili *outlook* dell'applicazione di *x-files* regionali alle soluzioni PPP calcolate con orbite non fiduciali può essere infatti proprio quello di inquadrare la Rete Dinamica Nazionale nel sistema IGB08, soluzione che costituisce il necessario punto di partenza per le successive trasformazioni di coordinate, prima in ETRF2000 ed eventualmente poi in un sistema regionale ad hoc.

2.1. Il data-set utilizzato e le soluzioni PPP "non fiduciali"

Per rendere il test rappresentativo e permettere analisi complesse sui risultati del metodo era necessario disporre di serie temporali sufficientemente lunghe e caratterizzate dalla migliore continuità di dati possibile. Inoltre è necessario disporre di soluzioni ufficiali di riferimento

esprese in IGb08 per il calcolo degli *x-files* regionali. Il numero di siti utilizzati per il calcolo dei parametri di Helmert deve essere sufficiente a garantire una buona ridondanza delle osservazioni, avendo a mente che il numero minimo di punti doppi è 3, in modo da permettere un'efficace processo di *data-snooping* e di rigetto delle soluzioni coi residui maggiori.

2.1.1. Dataset e calcolo PPP

Per questo motivo si è deciso di utilizzare sei anni di dati giornalieri, dal 2007 al 2012 compresi, provenienti da 14 stazioni GNSS permanenti appartenenti alle reti di monitoraggio IGS ed EPN situate in Italia e nelle aree limitrofe. La disposizione spaziale delle 14 stazioni permanenti è quella indicata in Figura 22, dove le stazioni di ROVE e LAMP sono indicate in rosso poiché, nonostante abbiano tutte le caratteristiche sopra specificate, hanno mostrato soluzioni non congruenti a quelle delle altre stazioni, il che ne provocava il rigetto quasi costante nel processo di calcolo degli *x-files* regionali.

Solo alcune di queste stazioni appartengono alla *IGS tracking network*, per cui non è stato possibile utilizzare per le coordinate di riferimento il file SINEX di riferimento IGS (IGb08.snx). Le altre stazioni sono state scelte accuratamente tra quelle inserite nella EPN e classificate di "classe A" (Bruyninx et al. 2013), per le quali sono disponibili le soluzioni di riferimento inquadrate nell'IGb08 e pubblicate dall'EUREF nel file EPN_A_IGb08.SNX (ftp://epncb.oma.be/epncb/station/coord/EPN/EPN_A_IGb08.SNX.Z). Questo contiene le coordinate di tutte le stazioni di classe A inquadrate dall'EUREF in IGb08 e mantenute aggiornate al passare del tempo, per cui la versione del file utilizzata per questo test è la EPN_A_IGb08_C1800, dove C indica "*cumulative solution*" e 1800 è la settimana GPS alla quale è aggiornato il calcolo di inquadramento.

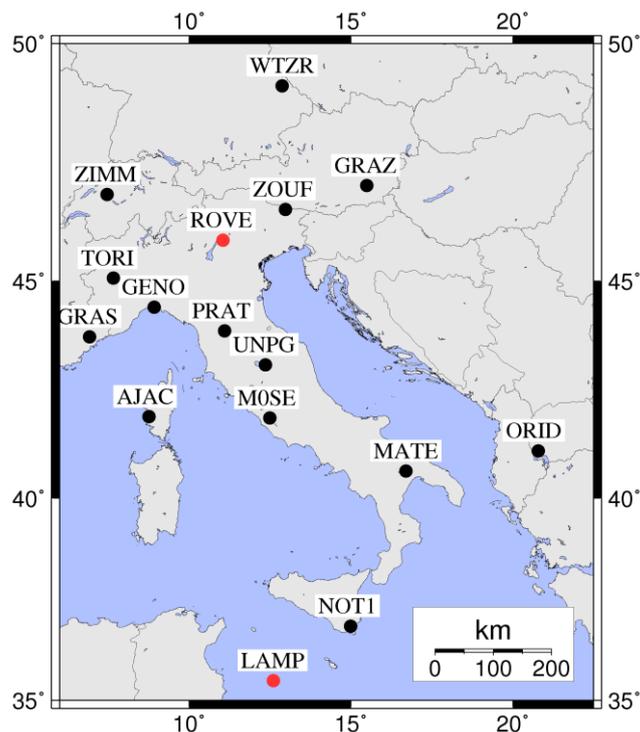


Figura 22 – Disposizione delle 14 stazioni permanenti GNSS appartenenti alle reti IGS ed EPN utilizzate per il test. I siti di ROVE e LAMP sono stati scartati dalla selezione.

Per ciascuna stazione si è quindi provveduto al download dei file RINEX giornalieri, con campionamento a 30 secondi, presenti nel *repository* ufficiale dell'EUREF e corredati di tutti i metadati necessari per procedere al calcolo geodetico. L'operazione è stata svolta in modo automatico utilizzando uno script creato ad hoc in linguaggio *Perl* che consente di selezionare il sito di interesse e la finestra temporale per la quale si intende scaricare i dati.

Il calcolo PPP è stato svolto utilizzando il software GIPSY-OASIS II nella versione 6.1.2, già presentato nel precedente capitolo. Si precisa che questa versione del software consente la risoluzione delle ambiguità iniziali di fase implementando l'algoritmo WLPB (Bertiger et al. 2010). Si riporta per completezza una breve sintesi dei parametri di calcolo impostati nello script *JPL_ANTE_X_4.3.pl* utilizzato per l'automatizzazione del calcolo:

- Effemeridi e Clock degli orologi: prodotti *precise* del JPL ed orbite non fiduciali *FlinnR*.
- Calibrazioni dei centri di fase delle antenne: file di calibrazione assoluti dell'IGS (igs08.atx).
- Angolo di *cutoff* sulle osservazioni: 10° .

- Modello troposferico: VMF-1 (*Vienna Mapping Function*)(Kouba 2008), con modello *random walk* impostato al valore iniziale di 3 [mm/sqrt(hours)] e gradiente umido pari a 3.6 [mm/hours].
- Passo di campionamento delle osservazioni: i dati a 30 secondi sono stati decimati al passo di 300 secondi. Questa operazione, per un calcolo statico su file RINEX giornalieri, consente di ridurre i tempi di calcolo senza inficiare la qualità delle soluzioni.
- Opzione di filtraggio della soluzione: modalità di calcolo statica.
- Correzione dei ritardi ionosferici: il software sfrutta una combinazione di osservabili *iono-free*.
- Numero di iterazioni nel calcolo del fissaggio delle ambiguità: 1
- Modelli di maree: modello per maree solide (WahrK1, FreqDepLove), modello per il moto del polo (PolTid) modello per le maree oceaniche (OctTid).

Si specifica che questi parametri sono quelli di default consigliati dal JPL agli utenti di GIPSY, ad eccezione della funzione mappante della troposfera (VMF-1 invece della NIEL) dell'angolo di *cutoff* di sull'elevazione dei satelliti (10° invece di 7°). Nel seguito verranno chiamate soluzioni "non fiduciali" quelle ottenute direttamente a valle del calcolo PPP con orbite *FlinnR*, pertanto non inquadrare rigorosamente in alcun RF globale.

2.1.2. Analisi delle soluzioni "non fiduciali"

Come prima operazione sono state create le serie temporali in coordinate geodetiche locali delle soluzioni PPP non fiduciali. In FIGURA si riportano le serie temporali dei residui delle soluzioni rispetto alla retta di regressione delle serie temporali per le due stazioni, prese ad esempio, di WTZR (Wetzel) e MATE (Matera).

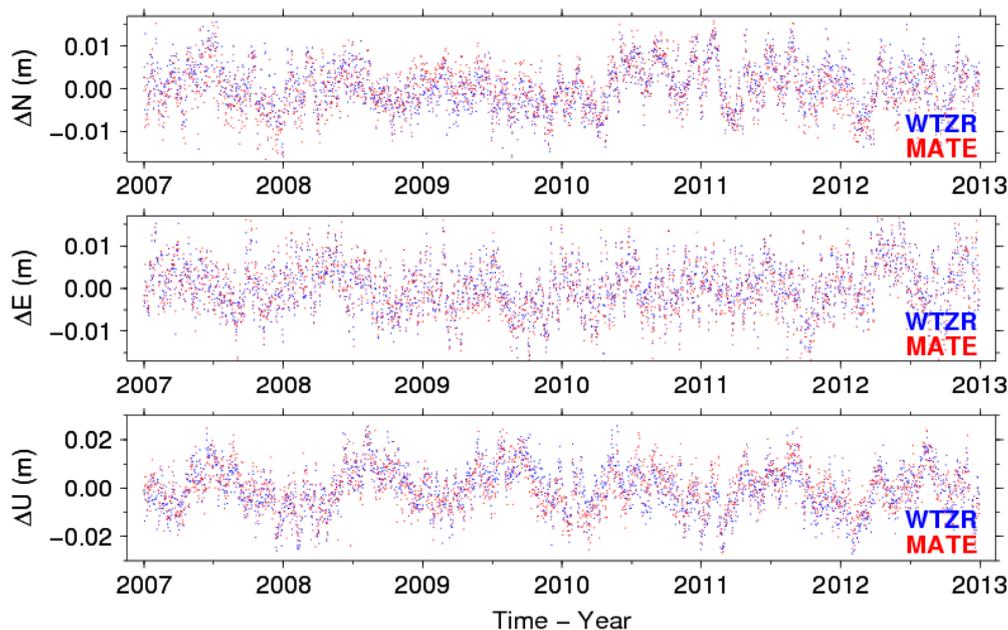


Figura 23 – Serie temporali delle soluzioni PPP “non fiduciali” per le stazioni di WTZR e MATE. Sono riportati gli scarti rispetto alle rette di regressione calcolate per ciascuna serie.

Come si può notare anche visivamente le soluzioni, nonostante appartenenti a due stazioni GNSS situate a centinaia di Km di distanza tra loro, hanno un andamento piuttosto simile tra loro. Lo stesso fatto è altrettanto evidente confrontando qualunque altra coppia di serie temporali, pertanto si è deciso di verificare il livello di correlazione tra le soluzioni PPP non fiduciali delle 14 stazioni con un approccio rigoroso, calcolando il coefficiente di correlazione di Pearson ρ (Pearson 1895):

$$\rho_{rs} = \frac{\sigma_{rs}}{\sigma_r \sigma_s} \quad (13)$$

Dove σ_r e σ_s rappresentano lo scarto quadratico medio dei residui rispetto alle linee di regressione rispettivamente per le stazioni r ed s , mentre σ_{rs} rappresenta il relativo coefficiente di covarianza. Il coefficiente di correlazione è stato quindi calcolato tra la stazione di WTZR, quella più settentrionale, e ciascuna delle altre. I risultati sono riportati in Tabella 1 e mostrano un elevatissimo livello di correlazione per tutte le stazioni (si ricorda che ρ ha valori compresi tra -1 ed 1), senza alcuna evidente dipendenza dalla posizione spaziale di queste.

	Coefficiente di Pearson ρ_{rs}
--	-------------------------------------

SITO	N	E	U
AJAC	0.90	0.90	0.66
GENO	0.93	0.96	0.74
GRAS	0.91	0.94	0.76
GRAZ	0.94	0.96	0.84
LAMP	0.90	0.94	0.71
MOSE	0.93	0.95	0.77
MATE	0.89	0.95	0.76
NOT1	0.89	0.91	0.62
ORID	0.91	0.91	0.75
PRAT	0.70	0.95	0.56
ROVE	0.92	0.94	0.72
TORI	0.90	0.86	0.47
UNPG	0.91	0.94	0.75
ZIMM	0.93	0.95	0.80
ZOUF	0.91	0.94	0.81
Valore medio	0.90	0.93	0.71

Tabella 1 – Coefficienti di correlazione di Pearson calcolati tra la stazione di WTZR e le altre 13 della rete analizzata.

Il fatto non può evidentemente essere dovuto a reali effetti spazialmente correlati, quali errori di modellazione degli effetti atmosferici o reali spostamenti dei punti a terra, ma deve dipendere da condizioni al contorno comuni, come ad esempio le orbite utilizzate nel calcolo PPP.

Si è quindi proceduto ad inquadrare in IGB08 le soluzioni non fiduciali, in un caso attraverso gli *x-files* globali forniti dal JPL e in un altro applicando gli *x-files* regionali appositamente calcolati, andando poi a ripetere il calcolo delle correlazioni al fine di confermare l'influenza delle orbite su questo aspetto.

2.2. Strategie di inquadramento delle soluzioni PPP in IGB08 ed analisi dei risultati

Come già accennato, il JPL fornisce negli *x-files* i sette parametri di Helmert necessari per l'inquadramento delle soluzioni non fiduciali, questi sono da ritenersi validi in ogni parte del globo ed è stato sufficiente applicarli giorno per giorno a ciascuna soluzione PPP per ottenere il primo tipo di soluzioni inquadrate in IGB08, che di seguito chiameremo GIS (*Global IGB Solution*).

Gli *x-files* regionali sono invece stati calcolati per mezzo dello script di GIPSY chiamato *stacov2x*, fornendo in input i file *.stacov* contenenti le 16 soluzioni PPP giornaliere non fiduciali ed un file, sempre nel formato *stacov* standard di GIPSY, contenente le soluzioni di riferimento estrapolate dal EPN_A_IGb08.SNX, con le relative variazioni nel tempo. I parametri di Helmert calcolati in questi nuovi *x-files* sono stati poi applicati alle soluzioni non fiduciali ottenendo la soluzione inquadrate regionalmente nell'IGb08, che di seguito verrà chiamata RIS (*Regional IGb08 Solution*). Le soluzioni GIS e RIS costituiranno l'oggetto delle analisi di seguito descritte della relativa discussione.

Al pari di quanto fatto per le soluzioni non fiduciali, si sono calcolati i coefficienti di correlazioni di Pearson tra la stazione di WTZR e le altre della rete. I risultati sono riportati nella TABELLA sia per la GIS che per la RIS.

SITO	Coefficiente di Pearson ρ_{rs}					
	GIS			RIS		
	N	E	U	N	E	U
AJAC	0.42	0.46	0.29	-0.09	-0.06	0.11
GENO	0.43	0.59	0.45	-0.17	-0.15	-0.13
GRAS	0.41	0.58	0.38	-0.16	-0.10	-0.03
GRAZ	0.49	0.64	0.57	-0.10	-0.03	-0.16
M0SE	0.43	0.53	0.46	-0.09	0.00	-0.11
MATE	0.38	0.64	0.40	0.10	0.10	-0.05
NOT1	0.37	0.38	0.23	0.18	0.20	0.41
ORID	0.49	0.38	0.40	0.03	-0.20	-0.26
PRAT	0.37	0.57	0.42	-0.14	-0.11	-0.15
TORI	0.38	0.62	0.48	-0.06	0.03	-0.06
UNPG	0.47	0.63	0.46	0.02	0.04	-0.11
ZIMM	0.49	0.51	0.52	0.04	-0.24	-0.04
ZOUF	0.42	0.37	0.55	-0.15	-0.30	-0.24
Valore medio	0.43	0.53	0.43	-0.05	-0.06	-0.06

Tabella 2 – Coefficienti di correlazione di Pearson calcolati sia per la soluzione GIS che per la RIS tra la stazione di WTZR e le altre 13 stazioni della rete.

Come si può vedere l'inquadramento globale della GIS ha portato ad una notevole riduzione del coefficiente di correlazione, che in questo caso presenta valori medi nelle tre componenti geodetiche locali Nord, Est ed UP rispettivamente di 0.43, 0.53 e 0.43. Questo conferma l'ipotesi che un qualche sistematismo non spazialmente correlato fosse introdotto dall'inquadramento

utilizzato in precedenza e legato alle orbite *FlinnR*, che come detto non sono stabilmente allineate all'IGb08.

Osservando poi i valori medi delle correlazioni nel caso della RIS, che hanno valori molto prossimi allo zero, il primo ragionamento che viene spontaneo fare è che permanga nella soluzione GIS un qualche sistematismo comune alle 14 stazioni, in qualche modo legato al tipo di allineamento rispetto al sistema di riferimento ufficiale, di cui ci si è occupati nel seguito dell'analisi.

Analisi che si è rivolta non solo all'individuazione di eventuali segnali comuni contenuti nelle serie temporali, ma anche alla valutazione dei livelli di precisione, intesa come ripetibilità delle misure, e di accuratezza, intesa come livello di consistenza con le soluzioni formali dell'IGb08, che caratterizzano le due diverse soluzioni PPP inquadrare. Per svolgere tali analisi è stato necessario implementare una procedura di calcolo volta a definire dei parametri statisticamente rappresentativi del livello medio di precisione ed accuratezza delle soluzioni analizzate.

2.2.1. Definizione e calcolo dei parametri statistici

La procedura è stata implementata in ambiente linux attraverso script *Perl* e *Fortran*, ed automatizzata il per lavorare in blocco sulle 14 stazioni. Per prima cosa le coordinate geocentriche contenute nei file *.stacov* inquadrati sono state trasformate in geodetiche locali Nord, Est ed Up, al fine di garantire la separazione tra altimetria e planimetria, e quindi una migliore interpretabilità dei risultati.

È stato assunto come $S_{kj}^i(t)$ il valore della coordinata relativa alla componente geodetica (k) della soluzione giornaliera (j) calcolata per la stazione (i) all'epoca t . Pertanto $k = Nord, Est, Up$, $j = 1 \dots m$ con m pari al numero di soluzioni giornaliere totale, ed infine $i = 1 \dots n$ con n pari a 14, numero dei siti della rete analizzata.

L'accuratezza delle soluzioni è stata valutata in termini di differenze rispetto alle coordinate riportate nel EPN_A_IGb08.SNX per ciascuna delle 14 stazioni. Queste sono state convertite negli stessi sistemi geodetici locali utilizzati per le soluzioni GIS e RIS usati per $S_{kj}^i(t)$ ed i *bias* giornalieri sono stati calcolati come:

$$\Delta_{kj}^i = S_{kj}^i - REF_{kj}^i \quad (14)$$

Dove REF_{kj}^i è il valore di riferimento nella componente k . Pertanto Δ_{kj}^i rappresenta il residuo tra la soluzione PPP del giorno j ed il valore di riferimento per il giorno stesso. Questi residui formano le serie temporali Δ_k^i , che hanno la caratteristica di recepire gli eventuali salti dovuti ad eventi accidentali o cambi nelle strumentazioni che vengono riportati nelle soluzioni di riferimento del SINEX IGB08.

Per ciascuna di queste serie temporali è stata quindi calcolata la retta di regressione utilizzando un classico approccio ai minimi quadrati pesati, utilizzando come pesi gli inversi degli errori formali indicati da GIPSY per ciascuna soluzione. Se definiamo m_k^i e q_k^i come il coefficiente angolare e l'intercetta di ciascuna retta, si possono calcolare i residui di ciascuna soluzione come:

$$v_{kj}^i = \Delta_{kj}^i - [q_k^i + t(j) * m_k^i] \quad (15)$$

Dove $t(j)$ è il tempo corrispondente all'epoca j . Definiamo ora σ_k^i come lo scarto quadratico medio di tali residui per cui:

$$\sigma_k^i = \sqrt{\frac{1}{m} \sum_{j=1}^m v_{kj}^i{}^2} \quad (16)$$

Al fine di rimuovere gli *outliers* è stata implementata una procedura che ricercasse il valore massimo degli scarti v_{kj}^i e lo rimuovesse iterativamente ogni qual volta fosse verificata la condizione:

$$\max \{|v_{kj}^i|\} > 3\sigma_k^i \quad (17)$$

Lo scarto quadratico medio σ_k^i viene ricalcolato dopo ciascun rigetto e la procedura iterata finché la condizione della (45) non è più verificata. Si precisa la soluzione del giorno j viene rigettata in tutte e tre le sue componenti se anche solo una di queste presenta uno scarto considerato *outlier*. Infine il parametro che rappresenta la ripetibilità della soluzione, quindi la sua precisione, viene calcolato come:

$$p_k^i = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{m_{clean}} v_{kj}^{i^2}}{m_{clean}}} \quad (18)$$

Dove m_{clean} è il numero di coordinate a valle del processo di pulizia delle serie. Le soluzioni rimosse in questo procedimento vengono eliminate anche dalle serie Δ_k^i .

Come parametro rappresentativo della consistenza delle soluzioni rispetto al riferimento formale viene calcolato il valore medio dei *bias* di ciascuna soluzione:

$$b_k^i = \frac{\sum_{j=1}^{m_{clean}} \Delta_{kj}^i}{m_{clean}} \quad (19)$$

Infine, per riassumere queste statistiche sul complesso delle stazioni GNSS della rete considerata per il test, sono stati calcolati per ciascuna delle tre componenti geodetiche i parametri:

$$P_k = \frac{\sum_{i=1}^n p_k^i}{n} \quad (20)$$

$$B_k = \frac{\sum_{i=1}^n |b_k^i|}{n} \quad (21)$$

Dove il primo P_k rappresenta la ripetibilità media delle soluzioni, ed il B_k caratterizza l'accuratezza generale.

2.2.2. Risultati in termini di accuratezza e ripetibilità delle soluzioni

Le serie temporali dei residui Δ_k^i sono state plottate sia per la soluzione GIS che per la RIS, e vengono riportate in Figura 24. Ad un primo sguardo risulta già evidente l'ottimo livello di consistenza delle soluzioni, che in generale sono all'interno dei 5 mm di distanza dal riferimento, anche nella componente di quota che è tipicamente quella più svantaggiata nelle misure GNSS.

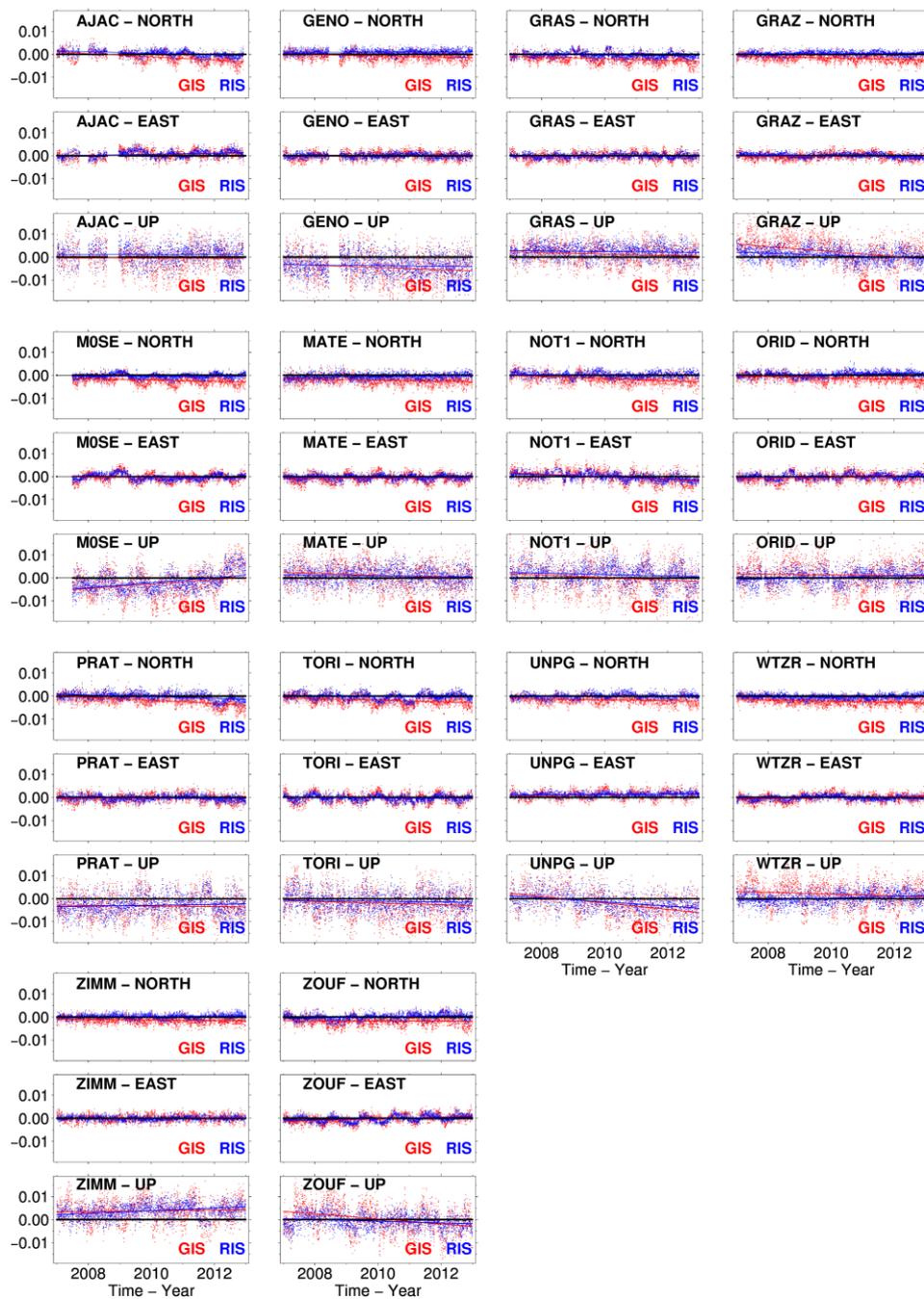


Figura 24 – Serie temporali dei residui rispetto alle coordinate di riferimento IGB08. In Rosso sono riportati i valori relativi alla soluzione GIS, mentre in Blu quelli relativi alla RIS. I valori nelle ascisse sono espressi in metri.

Nessuna discontinuità degna di nota è evidente, mentre appaiono alcuni segnali comuni che verranno discussi nel paragrafo successivo. È comunque evidente come le serie sono maggiormente disperse nella componente di quota, ed anche visivamente le soluzioni RIS appaiono in generale meno disperse di quelle GIS.

Queste considerazioni sono quantificate in Tabella 3 dove si riportano i valori calcolati per i parametri statistici descritti nel paragrafo precedente.

	Ripetibilità (mm)								Accuratezza (mm)							
	GIS				RIS				GIS				RIS			
SITO	N	E	Plan	U	N	E	Plan	U	N	E	Plan	U	N	E	Plan	U
AJAC	2.0	1.8	2.7	5.3	1.2	1.3	1.8	3.7	-1.3	0.6	1.4	-0.5	0.3	0.7	0.8	1.2
GENO	1.8	1.6	2.4	5.9	1.1	0.9	1.4	4.1	-0.8	0.0	0.8	-4.4	0.8	0.0	0.8	-3.7
GRAS	1.9	1.7	2.5	4.1	1.2	0.9	1.5	2.9	-1.9	-0.3	1.9	1.4	-0.3	-0.2	0.4	2.4
GRAZ	1.5	1.5	2.1	4.9	0.9	0.8	1.2	2.7	-1.6	-0.2	1.6	2.7	0.2	0.0	0.2	0.8
MOSE	1.8	1.9	2.6	5.4	1.1	1.2	1.6	3.6	-2.2	-0.4	2.2	-2.4	-0.4	-0.2	0.4	-1.9
MATE	1.8	1.9	2.6	5.1	1.2	1.1	1.6	3.4	-2.2	-0.7	2.3	1.1	-0.6	-0.4	0.7	0.9
NOTI	1.9	2.4	3.1	6.6	1.2	1.4	1.8	3.9	-1.5	-0.1	1.5	0.1	0.2	-0.1	0.2	1.4
ORID	1.7	1.9	2.5	5.6	1.1	1.2	1.6	3.0	-1.2	-0.4	1.3	1.3	0.4	0.0	0.4	0.3
PRAT	2.0	1.8	2.7	5.4	1.5	1.1	1.9	3.9	-1.8	-0.3	1.8	-3.0	-0.2	-0.3	0.3	-2.7
TORI	2.0	2.1	2.9	5.9	1.5	1.3	2.0	3.7	-1.8	-0.2	1.8	-1.9	-0.3	-0.2	0.4	-1.1
UNPG	1.6	1.8	2.4	5.3	1.2	0.9	1.5	3.5	-1.7	1.2	2.0	-2.0	0.0	1.3	1.3	-1.5
WTZR	1.5	1.6	2.2	5.1	1.1	0.9	1.4	2.7	-2.2	-0.2	2.2	2.1	-0.4	-0.1	0.4	0.3
ZIMM	1.5	1.5	2.1	4.8	1.0	0.9	1.3	2.9	-1.3	0.1	1.3	3.7	0.2	0.0	0.2	3.7
ZOUF	2.0	1.7	2.6	5.6	1.3	1.3	1.8	3.2	-1.7	-0.2	1.7	0.2	0.0	-0.2	0.2	-0.7
	Valori medi P_k								Valori medi B_k							
	1.8	1.8	2.5	5.4	1.2	1.1	1.6	3.4	1.6	0.4	1.7	1.9	0.3	0.3	0.5	1.6
	Miglioramenti da GIS a RIS (%)				34%	40%	37%	37%	Miglioramenti da GIS a RIS (mm)				1.3	0.1	1.2	0.3

Tabella 3 – Tabella riassuntiva dei parametri caratteristici di precisione ed accuratezza delle soluzioni PPP ottenute con inquadramento globale (GIS) o con inquadramento regionale (RIS).

Per quanto riguarda la precisione delle soluzioni si può notare che un miglioramento piuttosto consistente, nell'ordine del 37% sia in planimetria che in quota, è stato ottenuto passando dall'inquadramento globale a quello regionale. Le accuratezze riscontrate sono già a livelli millimetrici per le soluzioni GIS, e vengono migliorate di un valore significativo solamente nella componente nord passando alla soluzione RIS.

Si fa notare che il numero di *outlier* rigettati nella procedura di post-analisi descritta è molto piccolo, mediamente tra lo 0% e l'1,7% nel caso della soluzione GIS, e tra lo 0% ed il 3,7% per la soluzione RIS. Il valore leggermente maggiore per la RIS è verosimilmente dovuto proprio ai minori valori di σ_k^i che caratterizzano queste soluzioni.

Si fa notare che le serie temporali così analizzate contengono ancora dei segnali che vengono assorbiti dai parametri statistici descritti e conteggiate come "noise" delle soluzioni, inficiando

pertanto la ripetibilità delle soluzioni. Nel caso in cui il segnale contenuto in una serie temporale fosse dovuto ad un reale movimento del punto, allora questo andrebbe rimosso dalla serie prima di valutare la reale precisione della tecnica di misura. Questo punto verrà meglio discusso nel paragrafo successivo.

2.2.3. Analisi in frequenza delle serie temporali

I risultati descritti nel paragrafo precedente sono di interesse quando lo scopo del rilievo sia di natura topografica/geodetica, per cui il fatto di poter ottenere una maggiore ripetibilità delle proprie misure ed una migliore coerenza col sistema di riferimento formalmente definito rappresenta un valore aggiunto. Per altre applicazioni, come quelle di natura geofisica, lo scopo principale che ci si pone nell'utilizzo dei sistemi GNSS è quello di descrivere in modo affidabile i movimenti dei punti monitorati e fornirne una corretta interpretazione.

Per queste applicazioni un modello di movimento lineare nel tempo, necessario e sufficiente per scopi geodetici, diventa limitante ed è quindi necessario considerare anche le principali componenti periodiche di spostamento (Dong et al. 2002, Mao et al. 1999).

L'analisi in frequenza viene tipicamente svolta avvalendosi della teoria di Fourier e di algoritmi quali la FFT (*Fast Fourier Transform*), che hanno però la limitazione di poter operare esclusivamente su serie continue e piene di dati. Le serie temporali GNSS difficilmente possono avere queste caratteristiche per via degli *outliers* o di malfunzionamenti che possono occorrere alle strumentazioni e causare l'interruzione dei dati, o ancora per problemi di calcolo geodetiche che in una piccola percentuale sono inevitabili. Si è quindi deciso di utilizzare per l'analisi del contenuto in frequenza delle serie temporali il così detto periodogramma di Lomb-Scargle (LSP) (Lomb 1976, Scargle 1982), che permette di individuare la frequenza del segnale statisticamente più potente contenuto in una serie, anche non piena, di dati. Una volta individuate le frequenze caratteristiche diventa possibile quantificare l'ampiezza dei segnali sinusoidali attraverso un procedimento ai minimi quadrati. Si ricorda che un qualunque segnale di natura periodica, di qualunque forma esso sia, è rappresentabile dalla somma di opportuni segnali sinusoidali di diverse ampiezze, periodi e fasi.

Partendo dalle serie temporali dei residui v_k^i è stato calcolato il periodogramma di Lomb-Scargle, implementato in un codice *Fortran*, che fornisce la funzione di potenza del segnale nel dominio delle frequenze. Sono state quindi individuate le 5 frequenze più potenti f_k^{il} (con I

=1...5) e per ciascuna di esse sono stati valutati i coefficienti di ampiezza A_k^{ii} e B_k^{ii} col metodo dei minimi quadrati. Con queste operazioni è stato quindi calcolato per ogni serie temporale un modello $mod_k^i(t)$ del tipo:

$$mod_k^i(t) = q_k^i + t * m_k^i + \sum_{l=1}^5 [A_k^{il} \sin(2\pi f_k^{il} * t) + B_k^{il} \cos(2\pi f_k^{il} * t)] \quad (22)$$

Il modello $mod_k^i(t)$ rappresenta quindi il movimento della stazione (i) nella componente geodetica (k), considerando sia il trend lineare che la componente periodica.

Si fa notare che il LSP (*Lomb Scargle Periodogram*) permette di individuare affidabilmente la prima frequenza più potente, mentre i picchi di potenze minori di uno stesso periodogramma offrono una stima meno accurata. Si è quindi deciso di procedere iterativamente su ogni serie calcolando il segnale sinusoidale legato alla prima frequenza, sottraendolo alla serie temporale, ricalcolando il periodogramma e quindi il segnale associato alla nuova frequenza più potente. Questa sequenza è stata eseguita per le 5 volte necessarie a calcolare con la massima accuratezza possibile il segnale composto dalle prime 5 sinusoidi che caratterizzano ciascuna serie. Si precisa infine che la maggior parte dei segnali, che tipicamente hanno frequenza annuale o semestrale, sono ben descrivibili dalle prime 2 o 3 sinusoidi. Si è comunque deciso di utilizzarne 5 avendo verificato che le ampiezze delle ultime sinusoidi diventano molto vicine allo zero quando queste non sono significative, per cui non impattano negativamente sul modello, mentre in alcuni casi possono concorrere a descrivere meglio le forme d'onda più particolari.

In Figura 25 sono riportati i periodogrammi di Lomb-Scargle relativi alle 14 stazioni del test, sovrapposti per le soluzioni GIS e RIS. Come si può notare le frequenze individuate sono piuttosto simili per quasi tutte le serie temporali e si concentrano prevalentemente sulle frequenze annuali e semestrali. Le differenze più evidenti tra i diversi siti sono in termini di potenza dei periodogrammi, ma si fa notare che questa è legata alla probabilità statistica che il segnale della tal frequenza sia presente, e non all'ampiezza di questo.

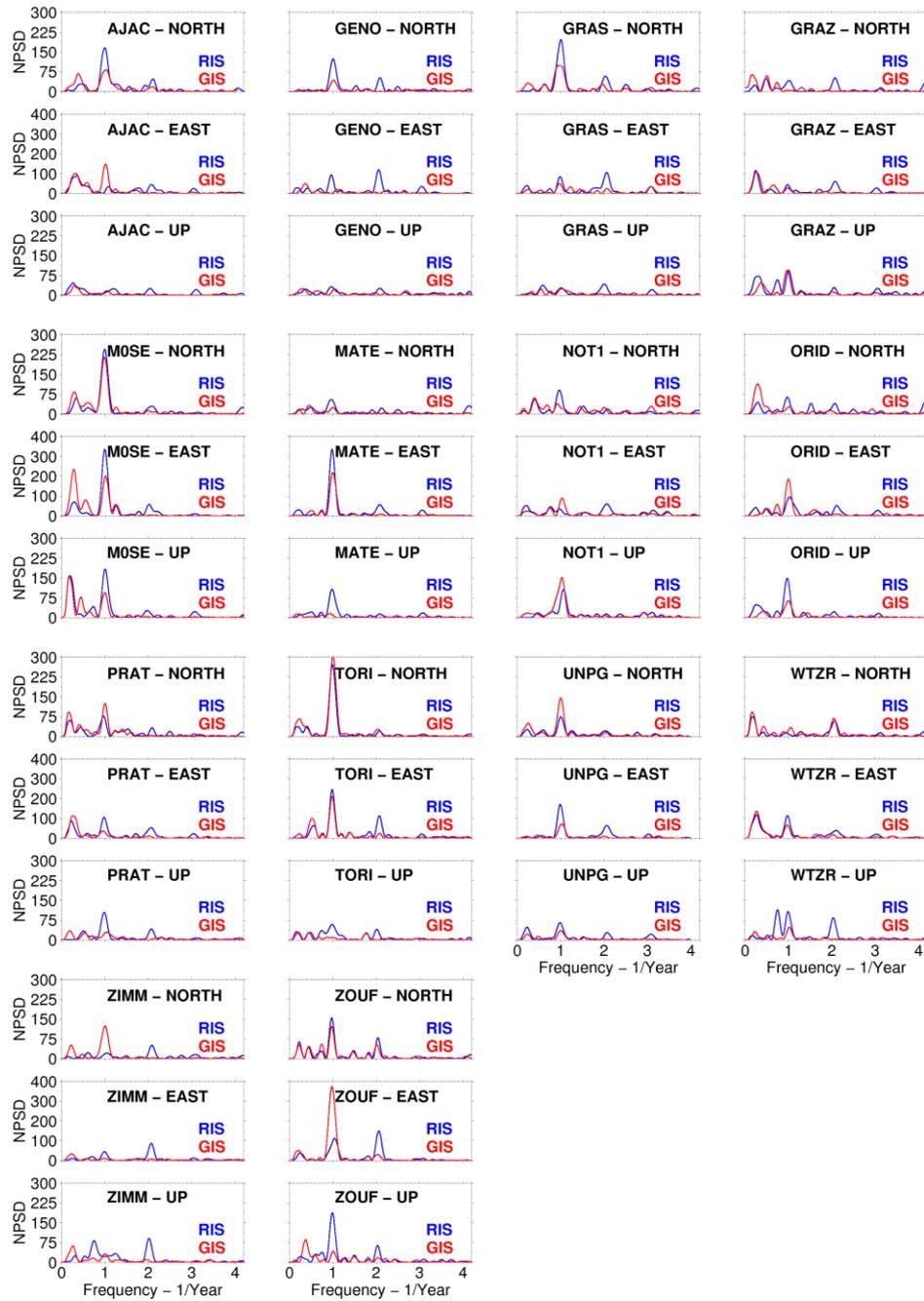


Figura 25 – Periodogrammi di Lomb-Scargle calcolati sulle serie temporali dei residui v_k^i per le soluzioni GIS (Rosse) e RIS (Blu). I grafici riportano in ordinata le frequenze ed in ascissa la potenza spettrale normalizzata.

In Figura 26 vengono invece riportati i segnali descritti dai modelli $mod_k^i(t)$ calcolati, sovrapposti ancora una volta per GIS e RIS in modo da permetterne un confronto diretto. La prima considerazione generale che si può fare riguarda le ampiezze dei segnali individuati, che è generalmente di pochi millimetri e quindi vicina alla sensibilità massima delle misure GNSS.



Figura 26 – Modelli $mod_k^1(t)$ che descrivono il moto dei punti analizzati. In rosso i modelli relativi alle soluzioni GIS ed in blu quelli relativi alle soluzioni RIS.

Si può anche notare come in generale i segnali contenuti nelle serie delle soluzioni GIS siano piuttosto differenti da quelli relativi alle soluzioni RIS, specialmente sulle frequenze maggiori. Inoltre, soffermandosi sulla componente nord sembra evidente una certa differenza di velocità media dei punti per le due diverse soluzioni. Le ampiezze dei segnali appaiono evidentemente maggiori per le soluzioni GIS che per quelle RIS, e le differenze in questi termini sono mediamente del 50% su tutte le componenti geodetiche, e fino al 75% in alcuni casi particolari.

Solamente nella componente nord, per alcuni siti, le differenze di ampiezza dei segnali per le due soluzioni hanno valori inferiori al 10%.

Ci si è quindi chiesti quale fosse la perdita di segnale contenuto nelle serie temporali RIS rispetto alle soluzioni inquadrare con gli *x-files* globali. Si è pensato di calcolare le differenze tra i residui giornalieri delle due soluzioni, che hanno come unica differenza il processo di inquadramento, ed analizzare le serie temporali di queste differenze d_k^i :

$$d_k^i = v_k^{i, \text{GIS}} - v_k^{i, \text{RIS}} \quad (23)$$

I segnali contenuti nelle serie d_k^i sono stati stimati ancora una volta secondo il modello (22) seguendo l'approccio sopra descritto e sono stati sovrapposti in Figura 27.

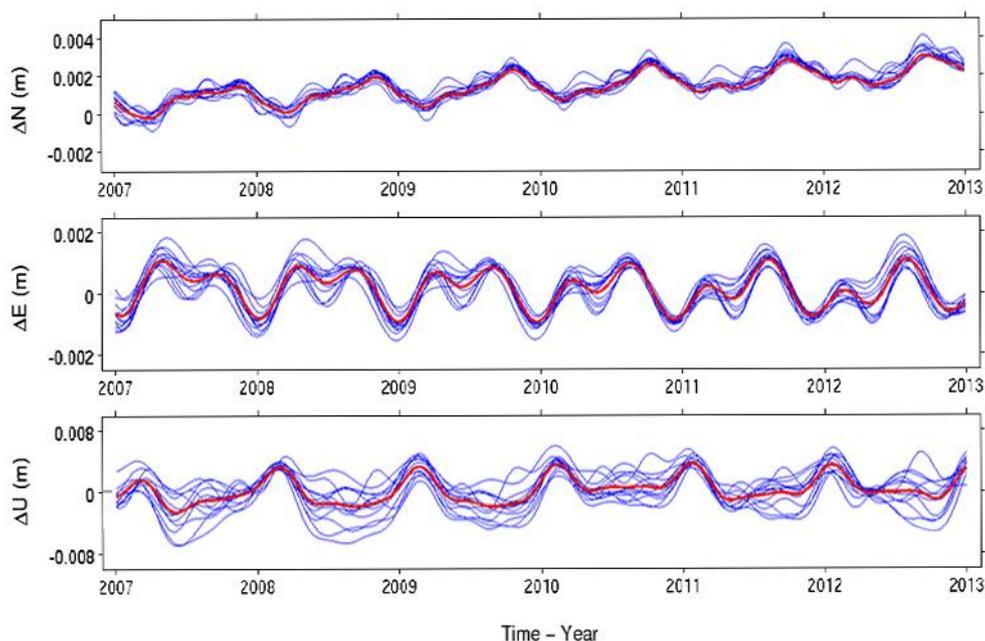


Figura 27 – Sovrapposizione dei 14 modelli mod_k^i che descrivono l'andamento delle differenze d_k^i tra le soluzioni GIS e RIS. La linea rossa rappresenta la media dei 14 segnali.

Osservando la figura appare evidente che ci sia una alta correlazione tra le serie temporali delle differenze d_k^i per tutte le stazioni GNSS analizzate, nonché un segnale comune dell'ampiezza di qualche millimetro, che viene eliminato dalla soluzione GIS a seguito dell'inquadramento con *x-files* regionali. Analizzando più nel dettaglio questo segnale medio, ancora per mezzo del LSP, si evidenziano due frequenze principali di cui una annuale ed una semestrale, mentre l'ampiezza del segnale risulta essere di circa 2 millimetri per le componenti planimetriche e di

circa 5 millimetri nella componente di quota. La presenza di questo segnale comune così evidente spiega anche la differenza in termini di coefficienti di correlazione evidenziata in Tabella 2, per cui la maggiore correlazione tra le serie temporali GIS è verosimilmente imputabile al segnale descritto dalla linea rossa di Figura 27 – Sovrapposizione dei 14 modelli mod_k^i che descrivono l'andamento delle differenze d_k^i tra le soluzioni GIS e RIS. La linea rossa rappresenta la media dei 14 segnali.

Ci si è poi chiesti quanto la presenza dei segnali individuati nelle serie temporali analizzate influenzino la valutazione della ripetibilità delle misure PPP, ovvero i parametri p_k^i riportati in Tabella 3. Sono stati quindi calcolati i residui delle serie temporali rispetto ai modelli di movimento che le caratterizzano, invece che rispetto al proprio trend lineare come nella (15), sottraendo i modelli $mod_k^i(t)$ dai residui Δ_k^i :

$$w_k^i = \Delta_k^i - mod_k^i(t) \quad (24)$$

Sono quindi stati calcolati i valori del parametro p_k^i sugli valori w_k^i calcolati sia per la GIS che per la RIS, che vanno a rappresentare il rumore residuo delle serie temporali PPP a meno del moto dei punti misurati.

SITO	Valori del rumore residuo rispetto ai modelli stimati					
	GIS (mm)			RIS (mm)		
	N	E	U	N	E	U
AJAC	1.7	1.6	4.9	1.1	1.1	3.6
GENO	1.6	1.4	5.6	1.1	0.9	3.9
GRAS	1.7	1.5	3.9	1.1	0.9	2.8
GRAZ	1.4	1.3	4.3	0.9	0.8	2.5
M0SE	1.4	1.4	4.2	0.9	1.0	3.0
MATE	1.7	1.5	4.7	1.2	0.9	3.3
NOT1	1.8	2.1	5.9	1.2	1.3	3.4
ORID	1.6	1.7	4.9	1.0	1.0	2.8
PRAT	1.8	1.6	4.9	1.3	1.0	3.8
TORI	1.7	1.7	5.3	1.2	1.1	3.6
UNPG	1.5	1.5	4.7	1.0	0.9	3.4
WTZR	1.4	1.4	4.3	1.0	0.8	2.6
ZIMM	1.4	1.4	4.2	0.9	0.9	2.7
ZOUF	1.7	1.5	4.7	1.2	1.0	2.9
Valore medio	1.6	1.5	4.8	1.1	1.0	3.2
Diminuzione dalla soluzione GIS alla RIS (%)				33%	38%	33%

Tabella 4 – Valori di rumore residuo rispetto ai modelli di movimento dei punti calcolati per ogni serie temporale.

Il valore di questi rumori è riportato in

Tabella 4, dove si può notare ancora una volta una riduzione media di circa il 33-38% per la soluzione RIS rispetto alla GIS.

Questa riduzione di rumore implica che i miglioramenti nella ripetibilità delle soluzioni evidenziati in Tabella 3 non sono semplicemente dovuti all'eliminazione di un segnale comune a tutte le serie GIS, bensì l'inquadramento regionale porta ad un reale miglioramento della ripetibilità delle misure PPP.

Pertanto, l'applicazione di *x-files* regionali al posto di quelli globali forniti dal JPL comporta da un lato la perdita di un segnale comune a tutta l'area considerata, ma dall'altro permette di evidenziare i segnali propri che caratterizzano il movimento di ogni singolo sito, che risultano anche meglio individuabili grazie ad una minore rumorosità delle misure utilizzabili.

2.3. Considerazioni su metodo e risultati

La prima considerazione che si vuole fare riguarda le così dette soluzioni GIS ottenute in questo test, cioè quelle caratterizzate dall'inquadramento delle soluzioni PPP nel frame Igb08 tramite parametri di trasformazione globali. Queste soluzioni hanno un livello di precisione, intesa come scarto quadratico medio delle singole misure, al di sotto dei 2 millimetri in planimetria e dei 5 millimetri in quota. Risultano inoltre coerenti col frame di riferimento a livello millimetrico. Tali risultati confermano come oggi il PPP sia una tecnica di calcolo delle osservabili GNSS che consente prestazioni per nulla inferiori a quelle ottenibili col tradizionale approccio differenziato, soprattutto considerando l'estensione spaziale della rete calcolata e le lunghezze delle *baseline* che ne deriverebbero.

Il test descritto in questo capitolo è stato svolto selezionando 14 stazioni permanenti GNSS che avessero le caratteristiche necessarie a calcolare i parametri di inquadramento regionali. Le stesse 14 stazioni sono state usate per valutare i risultati ottenuti dall'applicazione dei parametri di inquadramento calcolati. Questo è stato necessario in particolare per valutare l'accuratezza delle soluzioni, cosa impossibile senza disporre di una soluzione di riferimento. Si ribadisce che il concetto di accuratezza, in questo caso, è meglio espresso da quello di

“consistenza col frame di riferimento”, in quanto la stima dell’accuratezza è legata al “valore vero” della quantità osservata. È evidente che la soluzione di riferimento espressa in un file SINEX, soggetta quindi all’ipotesi di moto lineare del punto, non possa essere considerata come il “valore vero” della posizione dei punti. Ne è però la migliore approssimazione, necessaria e sufficiente a risolvere le necessità di un sistema di riferimento globale a meno di qualche millimetro. Da un punto di vista topografico/geodetico è proprio il livello di consistenza rispetto ad un RF che interessa ai fini applicativi, poiché ogni rilievo ed ogni descrizione del territorio dovrà essere riferita al RF adottato per l’area di interesse. L’importante in questo caso è che rilievi diversi possano parlare una “lingua comune”, per cui il risultato più “accurato” risulta essere quello più aderente a tale linguaggio formalmente definito piuttosto che alla “realtà fisica”.

Una volta calcolati, i parametri di trasformazione regionali potranno essere applicati a qualunque altra soluzione ottenuta mediante calcolo PPP con orbite JPL non fiduciali, a patto che questa si riferisca ad un punto appartenente all’area circoscritta dalla rete di stazioni utilizzate per l’inquadramento. Questo permette di ipotizzare il calcolo in continuo dei parametri di trasformazione regionali, così come fatto dal JPL con gli *x-files* globali, che possono essere messi a disposizione degli utenti di GIPSY, i quali avrebbero così la possibilità di ottenere una soluzione IGB08 di tipo RIS continuando a sfruttare il vantaggio, tipico del PPP, di poter calcolare le coordinate di una singola stazione.

Guardando ad una possibile applicazione dei parametri di inquadramento regionali descritti in questo capitolo si può considerare il caso della rete RDN. Questa, dovendo costituire il riferimento ufficiale italiano, deve essere inquadrata nel modo più coerente possibile nel frame ETRF2000. Come si è visto nel primo capitolo la trasformazione dal sistema ITRS all’ETRS89 è definita in modo standard per tutta l’area europea, per cui risulta fondamentale determinare al meglio le coordinate dei siti di RDN nel sistema ITRS, ergo nel frame IGB08, per ottenere di conseguenza anche le coordinate più coerenti possibili rispetto all’ETRF2000.

Nel caso si volesse quindi monitorare il sistema di riferimento nazionale mediante calcolo delle coordinate con approccio PPP, si ritiene opportuno l’uso di orbite non fiduciali, coerentemente con quanto consigliato dal JPL, inquadrando poi le soluzioni con gli *x-file* regionali qui descritti in sostituzione di quelli forniti dal JPL stesso.

Così facendo si avrebbero vantaggi in termini di accuratezza (consistenza con l’ETRF2000) della stessa entità di quelli descritti in Tabella 3, quindi di ordine millimetrico nella componente

nord. Si avrebbe inoltre una riduzione della dispersione delle serie temporali dei siti di RDN, il che si tradurrebbe in una stima più precisa dei parametri di velocità media di questi.

Valutando punti di vista meno legati ai sistemi di riferimento formalmente definiti, ad esempio quello del monitoraggio per indagini geofisiche, si può discutere sull'effetto dei parametri di inquadramento regionali in termini di segnali contenuti nelle serie temporali. In questo caso risulta difficile definire a priori se sia opportuno o meno mantenere all'interno delle serie temporali che si vogliono analizzare il segnale spazialmente correlato contenuto nelle soluzioni GIS.

La natura di questo segnale non è infatti del tutto chiara: esso potrebbe dipendere da un effettivo moto comune all'area considerata o ad effetti dovuti al calcolo dei parametri di trasformazione globali, quindi dipendenti dall'andamento dei punti appartenenti alla rete globale utilizzata dal JPL nel calcolo dei propri *x-files*. Quando la scala dell'analisi rimane ad un livello regionale, per cui quello che interessa individuare sono le deformazioni che avvengono nel territorio inscritto alla di inquadramento, utilizzare una soluzione di tipo RIS permette certamente di ottenere serie temporali meglio interpretabili. Questo sia in virtù della minore correlazione tra di esse, che premette di evidenziare meglio il moto proprio di ciascun punto, sia grazie ad una minore rumorosità delle soluzioni. I parametri d'inquadramento globale sembrano infatti introdurre nelle soluzioni GIS non solo il segnale comune descritto e discusso nel paragrafo precedente, ma anche una sorta di "rumore" nelle misure. Quest'ultimo non può evidentemente essere imputabile ai reali movimenti dei punti misurati, come dimostrato

in

Tabella 4, ma potrebbe essere dovuto ad effetti spazialmente correlati non del tutto assorbiti dai modelli utilizzati nel calcolo PPP.

L'ultima considerazione da fare è che la stessa strategia d'inquadramento regionale qui descritta è generalizzabile a qualunque altra rete di stazioni permanenti GNSS per le quali sia disponibile una soluzione ITRS ufficiale, a patto che queste siano in numero sufficiente a garantire una buona ridondanza nel calcolo dei parametri di trasformazione. Ulteriori test potrebbero essere svolti in tale direzione per quantificare l'eventuale influenza di un "effetto scala" legato alla dimensione dell'area considerata.

3. IL SISTEMA DI RIFERIMENTO “DINAMICO” NAZIONALE

Come accennato nel paragrafo 1.1, in Italia i sistemi di riferimento “classici” rimasero gli unici a disposizione fino a metà degli anni '90, periodo in cui venne definita e misurata la rete geodetica IGM95. Questa fu rilevata con tecniche GNSS (allora esclusivamente GPS) mediante il calcolo di *baseline* dalla lunghezza media di circa 20 Km. IGM95 è costituita da vertici passivi, cioè centrini materializzati a terra in modo stabile sui quali è possibile mettere in stazione in modo accurato sia ricevitori GNSS che strumentazioni di misura classiche. Una rete di questo tipo richiede operazioni di misura e calcolo delicate ed onerose, per cui non è pensabile ripeterne l'intera misurazione a distanza di pochi anni per scopi di monitoraggio del frame. Una volta calcolate e compensate le *baseline*, e quindi definita la forma della rete, questa è assunta come stabile. L'intera rete venne inquadrata nel sistema ETRS89, frame ETRF89 per adeguarsi allo standard che già si stava diffondendo in Europa. Le coordinate dei vertici IGM95 hanno una precisione nominale nell'ordine dei 5 cm e sono trattate come statiche nel tempo. Queste possono però subire delle variazioni dovute alle reali deformazioni del territorio, ai terremoti, ad effetti locali che possono riguardare alcuni vertici, ecc.

Poco più di dieci anni dopo ci si rese conto che la definizione della nuova rete non era più al passo coi tempi, né in termini di precisioni, che risultavano inadeguate alle tecniche di posizionamento RTK ed NRTK in via di diffusione, né in termini formali essendo divenuto l'ETRF2000 il frame raccomandato per le applicazioni topo-cartografiche ai paesi europei. Per questi motivi col DM del 10-11-2012 venne stabilito che *“Il Sistema di riferimento geodetico nazionale adottato dalle amministrazioni italiane è costituito dalla realizzazione ETRF2000 - all'epoca 2008.0 - del Sistema di riferimento geodetico europeo ETRS89, ottenuta nell'anno 2009 dall'Istituto Geografico Militare, mediante l'individuazione delle stazioni permanenti l'acquisizione dei dati ed il calcolo della Rete Dinamica Nazionale (RDN).”*

La rete RDN consiste in circa un centinaio di stazioni GNSS permanenti ed è stata istituita con l'intento di sfruttare, come fatto anche da IGS ed EUREF, la possibilità di un rilievo continuato nel tempo e quindi la disponibilità di serie temporali, che consentono certamente di stimare in modo molto più preciso le coordinate dei vertici. Le stazioni inserite in RDN furono selezionate tra quelle già esistenti sul territorio ed appartenenti sia ad enti scientifici, che le utilizzavano per analisi geofisiche, sia ad enti privati, che le gestivano per scopi commerciali legati all'erogazione di servizi di posizionamento NRTK. La scelta delle stazioni è stata compiuta prevalentemente con un criterio legato alla loro distribuzione spaziale, cercando di mantenerla

il più omogenea possibile, ma non sulla base della qualità dei dati forniti e delle serie temporali prodotte, come raccomandato peraltro nelle “*Guidelines for EUREF Densifications*” pubblicate dall’EUREF. RDN, dovendo realizzare sul territorio italiano il frame di riferimento ETRF2000, si configura proprio come una rete di raffittimento della europea EPN.



Figura 28 – La Rete Dinamica Nazionale nella sua definizione formale all’epoca dell’impianto.

Osservando la definizione del nuovo sistema di riferimento nazionale data nel DM, appare evidente la natura statica che gli si attribuisce in quanto “*ETRF2000 - all’epoca 2008.0*”. Questo implica che le coordinate ufficiali per l’Italia dei vertici di RDN debbano essere quelle calcolate sulla base delle loro serie temporali, ma propagate all’epoca 2008.0 e supposte statiche nel tempo. Questa definizione, oltre a recepire solo parzialmente le indicazioni dell’EUREF che raccomandano l’ETRF2000, il quale non è certo un sistema di riferimento statico, comporta anche una serie di potenziali limiti di utilizzo che si possono evidenziare col passare del tempo e che vanno contro proprio agli scopi per cui è stato promosso il passaggio dal vecchio al nuovo sistema di riferimento. In particolare si citano un paio di esempi: qualora un tecnico voglia svolgere un rilievo in modalità RTK, ed esistessero due diversi vertici della rete RDN (o di un’altra ufficialmente inquadrata nello stesso sistema di riferimento) equidistanti all’area del rilievo ai quali vincolare la stazione *master*, allora, nel 2008.0 egli avrebbe potuto scegliere

arbitrariamente l'uno o l'altro ottenendo risultati identici a meno della precisione delle *baseline* calcolate. Se la stessa cosa venisse fatta ad oggi, nel 2016.0, non si potrebbe dire la stessa cosa dal momento che le coordinate delle due stazioni master sarebbero rimaste invariate, mentre i punti della rete nel frattempo si sono spostati e non necessariamente delle stesse quantità e nelle stesse direzioni, il che porterebbe a due risultati incongruenti tra loro. Un esempio analogo lo si potrebbe fare per il posizionamento NRTK se le coordinate delle stazioni della rete fossero vincolate alla stessa epoca. Svolgendo invece un calcolo ad esempio in modalità PPP, pertanto inquadrato direttamente in un sistema globale, dal quale è facile ricondursi all'ETRF2000 attraverso i 14 parametri specificati dall'EUREF, le coordinate così ottenute risulterebbero coerenti solamente nell'epoca 2008.0, mentre per i rilievi successivi sarebbe necessario ricondursi a tale epoca attraverso una trasformazione di coordinate non definita.

Queste problematiche diventano critiche soprattutto considerando due aspetti:

- L'Italia appartiene proprio alla zona di bordo della placca eurasiatica, che non può quindi essere considerata "stabile". Il problema è noto ed è stato evidenziato a livello europeo nel Symposium EUREF dell'anno 2012 di Parigi. Le principali aree interessate sono quelle mediterranee di Italia e Grecia, e l'area della Fennoscandia. Dalla Figura 29 appare inoltre evidente come una parte del territorio nazionale appartenga geologicamente alla placca continentale africana, la quale è in moto relativo rispetto a quella eurasiatica provocando inevitabili deformazioni nella zona di contatto.
- Una delle caratteristiche principali che deve soddisfare un RF è di avere una precisione di ordine superiore rispetto a quella richiesta per le applicazioni su di esso basate, nonché di avere una precisione almeno pari a quella ottenibile dalle tecniche di misura disponibili. Un frame di riferimento che induce nelle coordinate misurate a partire da esso un *bias* maggiore di quello dovuto alla tecnica di misura stessa non può essere considerato un RF di buona qualità.

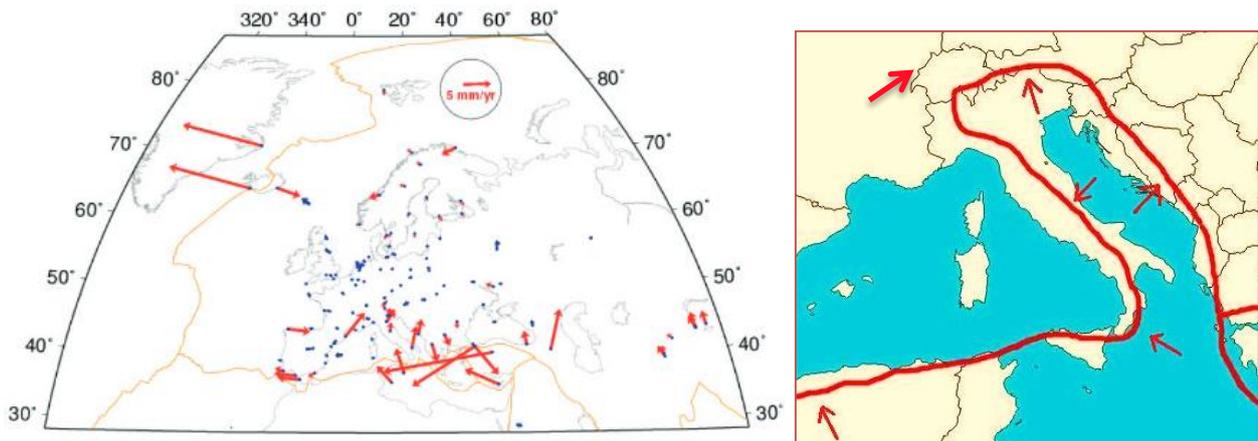


Figura 29 – A sinistra il campo di velocità residue rispetto alla parte stabile della placca eurasiatica, a destra la conformazione della linea di bordo che separa la placca africana da quella eurasiatica.

Con tali premesse, in questo capitolo si mostrerà com'è stata calcolata la rete RDN, utilizzando un approccio PPP, con lo scopo da un lato di definire le coordinate ufficiali all'epoca 2008.0, e dall'altro di determinare un nuovo sistema di riferimento per l'area italiana. Le problematiche affrontate vanno dalla gestione dell'archivio dei dati relativi ad RDN alle procedure adottate per consentirne il corretto calcolo geodetico, al calcolo stesso, alla fase di post-analisi delle serie temporali ed infine alle procedure di calcolo dei parametri di trasformazione che conducono al nuovo sistema di riferimento. I risultati sono stati analizzati nell'ottica di voler ridurre il più possibile il campo di velocità residue dei vertici di RDN, ovvero di "stabilizzare" il sistema di riferimento per il territorio nazionale, pur mantenendo la caratteristica "dinamica" e fornendo "regole" chiare di accesso.

3.1. Il calcolo geodetico di una grande rete permanente GNSS: RDN

Calcolare RDN significa avere a che fare con dati giornalieri provenienti da oltre 100 stazioni permanenti per un periodo che va da inizio 2008 a metà del 2014. Questo implica una mole di file in formato RINEX (*Receiver INdependent EXchange format*), lo standard internazionale definito dall'IGS, tale che è impensabile vengano analizzati uno ad uno da un operatore. Nondimeno, per ciascuno di questi file è necessario potervi associare alcune informazioni ancillari per poter procedere ad un corretto calcolo geodetico. Queste informazioni consistono fondamentalmente nelle informazioni relative alla strumentazione montata nei diversi periodi

di attività della stazione GNSS, agli eventuali offset con cui l'antenna è montata rispetto al punto formale di misura, alle coordinate approssimate del punto. L'IGS stabilisce anche un formato standard da utilizzarsi per la diffusione di tali informazioni, archiviate nei così detti *log-site*, che ogni ente gestore di stazioni permanenti o dei corrispondenti dati GNSS dovrebbe essere in grado di fornire agli utenti.

È inoltre pratica standardizzata a livello internazionale quella di archiviare i file in formato RINEX in *repository* organizzati con una struttura di cartelle organizzata con criterio cronologico, dividendo i file per anno prima e per DOY (*Day Of Year*) in un secondo livello. Inoltre i dati contenuti nelle sottocartelle di ciascun archivio devono essere omogenei nell'estensione temporale (non devono coesistere file orari con file giornalieri), nel contenuto (non devono coesistere file contenenti osservabili dei ricevitori con file contenenti dati di navigazione dei satelliti, tutti i file devono avere lo stesso passo di campionamento, tutti i file devono essere completi nella loro intestazione o *header*, ecc). Infine, i *repository* contenenti dati provenienti da una rete di stazioni permanenti si suppone debbano essere altamente popolati, ovvero debbano contenere i file giornalieri relativi a ciascuna stazione per una percentuale molto alta del periodo di attività della rete.

Se i grandi organi che gestiscono reti di stazioni permanenti si attengono scrupolosamente a tali standard, lo stesso non si può dire per quanto accade spesso nel caso di *repository* gestiti a livello locale o non ufficiali. I dati RINEX provenienti dalle stazioni GNSS designate a costituire RDN sono stati archiviati nel tempo in un *repository* gestito dall'IGM (<ftp://87.30.244.175/>), ma non reso pubblico fino al 2 novembre 2012. Nonostante qualche sforzo per organizzare i dati e per fornire in una pagina WEB qualche informazione ancillare, il contenuto di tale archivio risulta quanto mai eterogeneo, incompleto ed in generale poco chiaro, sia dal punto di vista delle stazioni che hanno fornito i dati che dal punto di vista della "consistenza" con cui è popolato. Inoltre non risulta alcuna descrizione completa della strumentazione montata dalle stazioni, se non qualche indicazione priva di riferimenti temporali, il che rende addirittura impossibile calcolare l'archivio senza incorrere in errori grossolani.

La gestione di un archivio di questo tipo induce tipicamente una fase preliminare d'indagine e correzione particolarmente onerosa. Se si dovesse computare in termini economici il costo di un calcolo di una rete GNSS i cui dati sono archiviati in un *repository* non conforme a standard internazionali, allora una parte consistente del costo dovrebbe essere posta a carico della riorganizzazione dell'archivio e all'estrazione dei corretti parametri ancillari per ogni stazione permanente. Per fare fronte a questi due problemi, è stata quindi realizzata una procedura

capace di analizzare un qualsiasi archivio GNSS e:

- rigenerarlo secondo standard internazionali (riportando eventuali criticità)
- estrarre i parametri ancillari per ciascuna stazione presente nell'archivio dalle intestazioni dei file RINEX.
- produrre alcuni parametri statistici sulla consistenza dell'archivio analizzato.

Tale procedura è stata sviluppata ad hoc per permettere il corretto calcolo di RDN oggetto di questo studio, ma avendo cura di renderla applicabile ad un qualunque tipo di archivio di file in formato RINEX, di qualunque provenienza e dimensione.

Successivamente alla fase di pre-analisi dell'archivio sono state applicate le procedure per il calcolo in modalità PPP per mezzo del pacchetto software GIPSY-OASIS II sviluppato dal JPL (*Jet Propulsion Laboratory*) della NASA, scelto proprio in virtù delle considerazioni riportate nel paragrafo 1.2, nonché le procedure di post-elaborazione delle serie temporali sviluppate ad hoc al DICAM.

3.1.1. Il pretrattamento dei dati GNSS mediante procedure semi-automatiche

La procedura di pre-analisi degli archivi di dati GNSS è stata sviluppata in ambiente Linux creando una serie di *script* nel linguaggio *Perl*, oltre ad alcuni *script* in *C-Shell* ed utilizzati per le parti grafiche, dove ci si è avvalsi del pacchetto open source GMT (*Generic Mapping Tool*).

Lo scopo degli *scripts* è quello di automatizzare quanti più aspetti possibili della fase di analisi e correzione di un archivio di file RINEX, tenendo a mente che non è possibile prescindere dalla discrezionalità di un operatore per prendere certe decisioni che si possono basare solo sull'esperienza. Nel suo complesso la procedura è stata poi ribattezzata PAT-NET_GNSS (*Pre Analysis Tool for NETWORK of GNSS stations*), e verrà ora presentata nel suo funzionamento generale, senza entrare nel dettaglio tecnico di ciascuno *script*.

Come premessa si fornisce qualche dettaglio sui file in formato RINEX e su come questi dovrebbero essere redatti.

Ogni file in formato RINEX è caratterizzato da una *header* contenente informazioni generali sul file stesso, e dal suo corpo vero e proprio contenente le osservabili GNSS. In ogni file sono raccolti i dati di una singola sessione di rilevamento relativa ad una data stazione, in un dato

giorno, e queste prime informazioni sono evidenti già dal nome con cui il file è salvato, che segue la codifica:

nameDOYx.YYo

Dove:

name: quattro lettere dedicate a caratterizzare la stazione di rilevamento da cui provengono i dati.

DOY: Indica il giorno dell'anno, da 001 a 365 (366 negli anni bisestili).

x: numero che indica la sessione giornaliera cui si riferisce il file, 0 per la prima. Nel caso di stazioni permanenti si ha generalmente un'unica sessione per giorno.

YY: due cifre che caratterizzano l'anno di ricezione, ad esempio 09 per l'anno 2009.

o: indica che il file non ha subito nessun processo di compressione.

Generalmente per archivi di grandi dimensioni i file vengono archiviati in formati compressi. Un primo processo di compressione è quello *Hatanaka*, che consiste nel riportare in forma estesa solamente i dati relativi alla prima epoca di registrazione, indicando per le successive epoche solamente le differenze rispetto a quella immediatamente precedente. Questa prima compressione, tipica dei file *RINEX*, viene evidenziata nel nome del file sostituendo la "o" finale con una "d" così che il format diventi *nameDOYx.YYd*.

I file possono poi essere ulteriormente compressi con i comuni software di compressione e prenderne quindi la relativa estensione, ad esempio *nameDOYx.YYd.Z* se si è usato il *compress* UNIX oppure *nameDOYx.YYd.gz* per compressioni *gzip*.

Ci si sofferma brevemente sul contenuto degli *header* dei file *RINEX*, che sono il fulcro dell'analisi di PAT-NET_GNSS. In Figura 30 un esempio di intestazione di un file in formato *RINEX*.

```

1.0 COMPACT RINEX FORMAT CRINEX VERS / TYPE
RNX2CRX ver.4.0.4 08-Sep-11 16:05 CRINEX PROG / DATE
2.11 OBSERVATION DATA M (MIXED) RINEX VERSION / TYPE
teqc 2008Feb15 20110908 16:05:21UTC PGM / RUN BY / DATE
BOL1 | MARKER NAME
127UBM001 MARKER NUMBER
Luciano Ricucci UNIBO OBSERVER / AGENCY
450052 LEICA GX1230GG 6.00/3.015 REC # / TYPE / VERS
08110099 LEIAX1202GG ANT # / TYPE
4468968.4345 895327.2610 4447004.9607 APPROX POSITION XYZ
0.0000 0.0000 0.0000 ANTENNA: DELTA H/E/N
1 1 WAVELENGTH FACT L1/2
4 C1 L1 P2 L2 # / TYPES OF OBSERV
30.0000 INTERVAL
Forced Modulo Decimation to 30 seconds COMMENT
2011 1 1 0 0 0.0000000 GPS TIME OF FIRST OBS
15 LEAP SECONDS
Linux 2.4.21-27.ELsmp|Opteron|gcc|Linux x86_64|=+ COMMENT
SPIDER V4,0,0,3554 2011 01 02 00:00 COMMENT
BIT 2 OF LLI FLAGS DATA COLLECTED UNDER A/S CONDITION COMMENT
SNR is mapped to RINEX snr flag value [2-9] COMMENT
Lx: = 25dBHz -> 1; 26-27dBHz -> 2; 28-31dBHz -> 3 COMMENT
32-35dBHz -> 4; 36-38dBHz -> 5; 39-41dBHz -> 6 COMMENT
42-44dBHz -> 7; 45-48dBHz -> 8; >=49dBHz -> 9 COMMENT
FOR DEMONSTRATION PURPOSES ONLY COMMENT
END OF HEADER

```

Figura 30 – Esempio di *header* di un file in formato RINEX.

I contenuti dell'intestazione di principale interesse sono:

- *RINEX VERS*: in questo caso 2.11, indica più precisamente lo standard col quale è compilato il file.
- *TYPE*: indica da quale costellazione GNSS provengono i dati registrati nel file, ovvero G (GPS), R (GLONASS), E (Galileo) ecc. In questo caso M (*mixed*) sta ad indicare che sono state registrate osservabili provenienti da costellazioni diverse.
- *MARKER NAME*: Riporta l'informazione che permette di indentificare univocamente la stazione di ricezione da cui sono stati registrati i dati. Per il calcolo con software GIPSY risulta indispensabile che questo coincida col *name* contenuto nel nome del file, il che non è specificatamente richiesto dallo standard.
- *REC TYPE*: Identifica il modello del ricevitore GNSS montato sulla stazione.
- *ANT TYPE*: Identifica il modello dell'antenna montata sulla stazione e l'eventuale *radom*.
- *APPROX POSITION XYZ*: sono indicate le coordinate geocentriche approssimate (espresse in metri) in cui si trova la stazione, queste possono provenire dalle osservazioni di codice.
- *ANTENNA: DELTA H/E/N*: sono indicati gli offset con cui è montata l'antenna rispetto al punto di cui si vogliono misurare le coordinate.
- *INTERVAL*: indica, in secondi, l'intervallo con cui sono state campionate le osservazioni.
- *TIME OF FIRST OBS*: indica l'anno, il mese, il giorno, l'ora, il minuto ed il secondo della prima osservazione registrata nel file. Una riga simile è riportata nel corpo del file per

ciascuna delle epoche registrate, evidentemente con le prime tre informazioni ripetute uguali.

La maggior parte delle informazioni sopra elencate vengono impostate dal gestore della stazione permanente che compie le conversioni dal formato proprietario allo standard RINEX, sono pertanto soggette alle imperizie degli operatori che possono portare ad incompletezze o incorrettezze nella compilazione.

Il funzionamento di PAT-NET_GNSS

Lo strumento si compone di tre ordini principali di *scripts*: un primo si occupa di leggere ogni singolo file, estrapolarne i dati necessari, e riorganizzare l'intero archivio predisponendolo così al processamento geodetico.

Un secondo *script* fornisce una completa analisi descrittiva dell'archivio ed effettua una serie di controlli formali sul contenuto degli *header* dei RINEX, producendo inoltre alcuni file ancillari necessari ai software di calcolo.

Sono infine disponibili alcuni *scripts* che rendono possibile correggere in modo rapido l'archivio dati sulla base degli eventuali errori individuati.

Predisposizione dell'archivio ed estrapolazione delle informazioni.

Questo script si occupa inoltre di separare in diverse cartelle i file che non sia possibile decomprimere perché corrotti o che non risultino leggibili, quindi inutilizzabili e potenzialmente problematici nella fase di calcolo, da quelli regolarmente utilizzabili. L'utente può poi impostare un *cutoff*, ovvero una percentuale di epoche registrate sotto la quale il RINEX viene giudicato "inconsistente", in base a cui lo script separa i file inconsistenti per i quali non si voglia procedere al calcolo spostandoli in una apposita cartella.

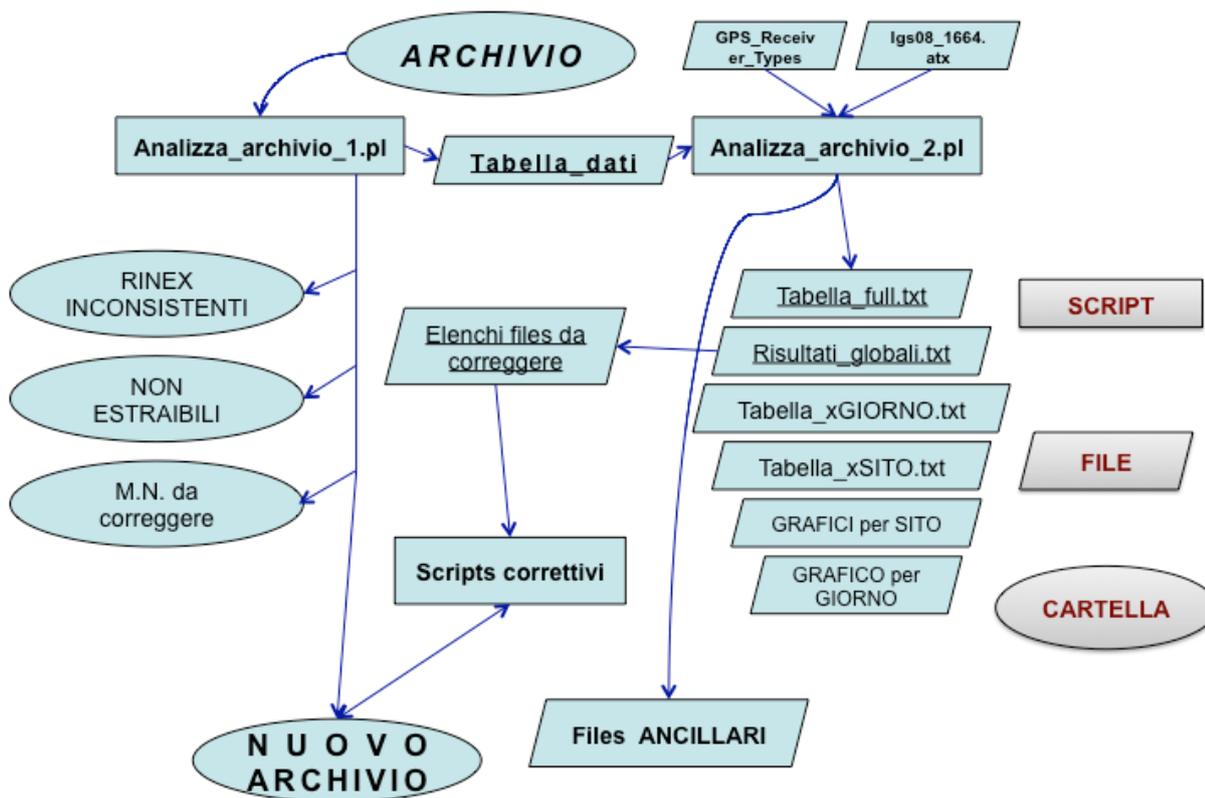


Figura 31 – Schema di sintesi della procedura PAT-NET_GNSS.

I file regolarmente decomprimibili e leggibili vengono infine ricompresi nel formato standard *hatanaka* e *compress-unix (siteDDDS.YYd.Z)*, quindi riordinati, suddividendoli per anno e DOY, in un nuovo archivio. A scelta dell'utente quest'ultima operazione è preceduta dalla correzione del *marker name* nell'*header* del RINEX, qualora questo non coincida coi quattro caratteri che identificano il sito nel nome del file, soddisfacendo così una delle esigenze del software GIPSY. Si vuol far notare che lo *script* è in grado di operare su un archivio originario anche disorganizzato e disomogeneo per formati di compressione dei file ed organizzazione di questi, risultando quindi pratico anche qualora si voglia semplicemente riorganizzare un archivio di RINEX dalle diverse provenienze.

Analizza_archivio_1.pl è stato poi programmato per sfruttare appieno le potenzialità di calcolo della macchina su cui venga lanciato: vengono cioè parallelizzati i singoli processi di analisi dei file e portati avanti contemporaneamente in numero pari a quello dei *core* del computer utilizzato. Disponendo quindi di processori *multi-core* è possibile abbattere i tempi di analisi dell'archivio dati.

Analisi dell'archivio

In questa fase un secondo *script*, *Analizza_archivio_2.pl*, svolge la vera e propria analisi dell'archivio basandosi sui dati grezzi estrapolati dal primo.

Per prima cosa vengono fornite informazioni basilari quali l'elenco delle stazioni permanenti che hanno prodotto i file, l'ampiezza e collocazione della finestra temporale per la quale si dispone di file, ed un primo dato statistico relativo alla percentuale di RINEX presenti nell'archivio, calcolata sul totale teorico che si avrebbe se tutte le stazioni che popolano la rete avessero fornito un file per ogni giorno del periodo considerato.

La descrizione dell'archivio è fornita poi con maggior dettaglio secondo due ordini logici: la descrizione del funzionamento di ogni singola stazione nell'intero periodo e la descrizione del funzionamento dell'intera rete per ogni singolo giorno.

Per ogni stazione vengono quindi fornite informazioni statistiche quali:

- La finestra temporale di attività della stazione: questa può non coincidere con quella dell'intera rete se la stazione è stata installata in ritardo o rimossa anticipatamente da essa.
- Gli eventuali *gap*, iniziale e finale, di funzionamento della stazione rispetto alle altre.
- Le quantità totali di giorni in cui ogni stazione ha registrato dati.
- La durata del periodo più lungo in cui la stazione non ha prodotto dati all'interno della finestra di attività della stessa.
- Il numero di volte in cui si è interrotto il funzionamento della stazione, a prescindere dalla durata dell'interruzione.
- La percentuale media di epoche registrate all'interno dei RINEX.

Tutte le quantità fornite sono espresse sia in giorni sia come valori percentuali.

Per ogni giorno compreso nella finestra temporale di attività della rete vengono invece forniti dati quali:

- Il numero di stazioni funzionanti e la loro percentuale.
- La percentuale media di epoche registrate dalle stazioni funzionanti.
- la percentuale di epoche registrate sul totale teorico possibile se tutte le stazioni avessero funzionato al 100%.

I dati così estratti vengono riportati in file di testo sotto forma di tabelle, e dagli stessi è stato poi possibile creare grafici del funzionamento di ogni singola stazione che riportino la percentuale di epoche registrate in ordinata e la progressiva temporale in ascissa. Viene inoltre automaticamente generato un analogo grafico riportante in ordinata la percentuale di stazioni funzionanti per ogni giorno.

Questo secondo *script* si occupa inoltre di generare i file ancillari necessari per i software di calcolo geodetico e di effettuare alcuni controlli sulla strumentazione installata nelle singole stazioni: viene prodotto un file "station-info" formattato ad hoc per il GIPSY e contenente le informazioni relative ad antenna e DOME, mentre le informazioni relative all'offset dell'antenna ed al modello del ricevitore, che GIPSY per sua natura assume dagli *header* dei RINEX, vengono semplicemente sintetizzate in file di pratica leggibilità rendendo possibile all'operatore individuare le eventuali anomalie, correggibili poi direttamente all'interno dei RINEX.

Dallo stesso *Analizza_archivio_2.pl* sono facilmente ottenibili, con piccole modifiche, i files ancillari formattati per le esigenze di software geodetici quali il Bernese o Gamit qualora si operasse con questi per il calcolo della rete.

Il lavoro di controllo sulla strumentazione viene svolto confrontando i nomi di antenne e ricevitori indicati nei file con i relativi elenchi diffusi dall'IGS e dal JPL, riportanti le codifiche standardizzate con cui i modelli di strumentazione vengono riconosciuti. Pertanto se nell'*header* dei RINEX viene riportata la strumentazione con nomi non riconosciuti, quindi non riconoscibili dai software di calcolo, questi vengono segnalati permettendo ancora all'utente di verificare la natura dell'errore e procedere alla correzione.

Correzione degli header dei RINEX

Quest'ultima fase di utilizzo del pacchetto PAT-NET_GNSS non può evidentemente essere svolta in modo completamente automatizzato, richiedendo l'esperienza e la sensibilità dell'utente nell'interpretare gli errori presenti negli *header* dei files analizzati. Sarà necessario avvalersi di quanto reso disponibile, generalmente sul *web*, da parte dei gestori delle stazioni per risalire agli effettivi modelli di strumentazione montati (spesso peraltro è sufficiente notare le forti similitudini tra i nomi riportati e quelli ufficiali) od agli effettivi *offset* applicati nell'installazione delle antenne.

Una volta che l'operatore abbia deciso sulla base di riscontri oggettivi, od in mancanza di questi della propria sensibilità, quali sono i dati da inserire negli *header* dei file per i quali si sono

riscontrate anomalie, gli è possibile sfruttare gli *scripts* di correzione facenti parte del pacchetto di *scripts* creato. I file per i quali sono state individuate anomalie sono riportati in elenchi creati dallo *script* *Analizza_archivio_2.pl* precedentemente utilizzato e proprio sulla base di questi, indicando la correzione da apportare, gli *scripts* di correzione procedono alla sostituzione dei dati all'interno dei RINEX già presenti nell'archivio destinato all'elaborazione.

Si vuole sottolineare il fatto che PAT-NET_GNSS sia del tutto indipendente dalla presenza di qualunque altro software geodetico, come ad esempio potrebbe essere TEQC, se non del pacchetto ausiliario GMT, che come anticipato viene utilizzato per la parte grafica.

Input <i>Analizza_archivio1.pl</i> :	
Archivio files RINEX	<i>I files possono essere archiviati con formati di compressione diversi ed organizzati senza un ordine logico.</i>
Output <i>Analizza_archivio1.pl</i> :	
Cartella files corrotti	<i>Files che per qualche motivo non possono essere decompressi od aperti.</i>
Cartella files inconsistenti	<i>Files che contengono una percentuale di epoche registrate inferiore al cutoff impostato.</i>
Archivio files integri, corretti e standardizzati	<i>I files vengono ricompresi in formato hatanaka e compress-unix e riorganizzati con criterio cronologico. Negli header vengono inoltre corretti in modo automatico i marker name.</i>
Tabella dati estrapolati	<i>Viene creata una tabella in cui per ogni RINEX sono racchiuse le informazioni direttamente ottenibili dal nome del file stesso o da quanto riportato nell' header.</i>
Input <i>Analizza_archivio2.pl</i> :	
Tabella dati grezzi	<i>La tabella riportante i dati estrapolati col primo script dai RINEX dell'archivio.</i>
Elenchi con le nomenclature standard delle strumentazioni	<i>In particolare il file contenente le calibrazioni assolute delle antenne diffuso dall'IGS ed il file diffuso dal JPL che indica per ogni modello di ricevitore la strategia di decodifica del segnale.</i>
Output <i>Analizza_archivio2.pl</i> :	

Informazioni generali sull'archivio	<i>Numero ed elenco delle stazioni che compongono la rete, finestra temporale per la quale si dispone di dati, percentuale di RINEX presenti...</i>
Statistiche relative alle singole stazioni	<i>Per ogni stazione vengono riportate le informazioni e le statistiche che permettono di interpretarne il funzionamento, con vari gradi di dettaglio.</i>
Statistiche relative ai singoli giorni di funzionamento della rete	<i>Per ogni giorno vengono riportati i dati e le statistiche che descrivono sinteticamente il comportamento della rete.</i>
Grafici di funzionamento delle stazioni	<i>Per ogni stazione viene creato un grafico riportante la percentuale di epoche registrate per ogni giorno.</i>
Report sulle strumentazioni	<i>Vengono riportate informazioni relative alle strumentazioni indicate nei RINEX, alla loro conformità con le diciture standard internazionali e, nel caso delle antenne, alla disponibilità dei dati di calibrazione ad esse relativi.</i>
Files ancillari propedeutici al calcolo geodetico	<i>Vengono attualmente prodotti i files necessari al software di calcolo GIPSY-OASIS II.</i>
Input files correzione header :	
Elenco RINEX da correggere	<i>Forniti dagli output degli script precedentemente usati.</i>
Correzione da apportare	<i>Nome del ricevitore, dell'antenna od offset di questa da sostituire all'interno dell'header.</i>
Output files correzione header:	
Archivio corretto	<i>Le correzioni vengono effettuate sull'archivio da destinare all'elaborazione sostituendo i files con omonimi egualmente compressi.</i>

Tabella 5 – Riassunto generale del funzionamento di PAT-NET_GNSS

PAT-NET_GNSS applicata all'archivio IGM relativo alla Rete Dinamica Nazionale

La procedura PAT-NET_GNSS è stata applicata all'archivio di dati scaricati dal *repository* pubblicato dall'IGM relativamente alla rete RDN, avendo già verificato che in parte esso contiene dati non esclusivamente provenienti dalle 99 stazioni GNSS formalmente designate in un primo atto. Un primo processamento dell'archivio è stato svolto sui dati scaricati fino al mese di novembre del 2012, e relativamente a questi si riportano nel seguito i dettagli dei risultati, in quanto rappresentativi delle potenzialità dello strumento PAT-NET_GNSS.

Successivamente, il download dei dati è stato esteso fino a metà dell'anno 2014, per cui una analisi separata della nuova porzione di archivio è stata svolta con le stesse modalità, prevalentemente al fine di correggere i file e predisporli al calcolo PPP piuttosto che con lo scopo di aggiornare la descrizione dell'archivio.

Lo script *Analizza_archivio_1.pl* è stato eseguito impostando un *cutoff* sulla percentuale di epoche registrate del 15%, specificando inoltre l'opzione di correzione automatica dei *marker name* necessaria per poter procedere al calcolo geodetico mediante GIPSY.

Come riportato dai *log-files* automaticamente forniti dal codice, alla procedura sono andati in input 122'543 files, dei quali 26'893 inizialmente compressi *Hatanaka* e col *compress-unix*, 95'649 files compressi *Hatanka* e *Gzip* ed un singolo semplicemente compresso con *l'hatanka*. Di questi file 118'699 sono stati analizzati, giudicati consistenti e ricompresi ordinatamente nell'archivio destinato al calcolo, facendo notare che per 367 di questi è stata necessaria la correzione del *marker name*. 130 file si sono rivelati corrotti e sono stati separati in apposite cartelle, mentre 3'707 RINEX non hanno superato la soglia imposta del 15% di epoche registrate, finendo quindi nell'archivio dei file "inconsistenti". I 7 file di differenza tra quelli andati in input e quelli riordinati dalla procedura sono dovuti alla presenza nell'archivio di file omologhi "doppi", cioè presenti in due diversi formati di compressione o presenti erroneamente in due cartelle diverse, che vanno a sovrasciversi nell'archivio riordinato.

Il tempo di calcolo necessario per questo primo script, lanciato su una macchina ad 8-*core* da 2,93 GHz l'uno e 16 GByte di RAM appositamente assemblata per i calcoli più onerosi, è stato di circa 5 ore e 50 minuti. Ciò grazie alla possibilità di lanciare più processi parallelamente, senza la quale il tempo di calcolo per questa notevole mole di dati sarebbe risultato di circa un paio di giorni.

È stato poi eseguito lo *script* di analisi *Analizza_archivio_2.pl* ottenendo automaticamente le seguenti informazioni descrittive: l'archivio si è rivelato contenere RINEX provenienti da 144

diverse stazioni, riportate in Tabella 6, all'interno di una finestra temporale che va dal 23 dicembre del 2007 al 26 novembre 2012, per un totale di 1801 giorni.

COM	CAST	GRAS	MEDI	ENO	ITO
JAC	DRU	GRAZ	MILA	RIET	TOR
ALFE	MRA	GROG	MILO	ROVE	REB
ALRA	COMO	GROS	MOCO	SMN	RIE
ALSN	COMU	GROT	MOPS	RSTO	UDI1
MUR	CUCC	GSR1	MERGE	SARN	JEN
ANCG	CUNE	HFL2	MRLC	SASA	JNOV
AQUI	EMN	HFLK	MRA	SASS	JNPG
ATRA	EVE	MDC	MSRU	SBG2	JUSAL
BIEL	OMS	ENG	MTRA	SCRA	JUSIX
BLRA	DUBR	GMI	NOT1	SERS	VAGA
BOLG	DEN	NGR	NU01	SIEN	AST
BORM	HIV	SCH	OCRA	SMAR	CRA
RBZ	LBA	LAMP	OTRA	SMRA	EAR
BREA	NAV	LASP	OVRA	SOFI	VEN1
BRES	NNA	LAT1	PADO	TBZ	VERO
BZRG	ASA	MOSE	PALE	STUE	VLS
CA06	OGG	MABZ	PARM	VIN	VIT1
CAGL	RES	MACO	PASS	EMP	VITE
CAGZ	ROS	MADA	PAVI	ERA	VTRA
CAME	RRA	MALT	PBRA	ERM	VTZR
CAMP	GARI	MAON	PFA2	ERN	ZIM2
CAPO	GENO	MART	ORD	GPO	ZIMM
CARI	GIUR	MATE	PRAT	GRC	ZOUF

Tabella 6 – Elenco dei siti delle stazioni permanenti GNSS presenti nell'archivio "RDN" a disposizione del DICAM.

Dalle coordinate riportate nel file *RDN.stapos* automaticamente prodotto dalla procedura basandosi sulla media delle coordinate approssimate indicate nei RINEX (vengono opportunamente scartati dalla media i valori nulli e viene segnalato il caso in cui la media possa essere falsata da inversioni di segni od eccessiva differenza delle coordinate indicate nei diversi RINEX) è stata prodotta, la mappa di Figura 32 riportante la distribuzione delle stazioni sul territorio italiano.



Figura 32 – Mappa delle stazioni permanenti GNSS presenti nell’archivio “RDN” fino a novembre 2012.

Osservando quanto attualmente riportato nel sito ufficiale dell’ IGM si nota come siano inserite ufficialmente in RDN 99 stazioni per cui risulta che l’ente abbia scartato, rispetto a quelle presenti nell’archivio completo, le stazioni di AJAC*, ALRA, ALSN, ANCG, ATRA, BLRA, BOLG, BREA, CAGZ*, CAST, CDRU, CMRA, DEMN, DOMS, DUBR*, EDEN, FROS, FRRA, GARI, GROS, GSR1, HFL2*, MRRA, MTRA, OCRA, OTRA, OVRA, PALE, PBRA, PFA2, RIET, SARN, SBG2, SCRA, SMRA, TERA, TITO, USAL, VCRA, VEN1, VILS, VIT1, VTRA, ZIM2, (*asteriscate le stazioni IGS).

Analizza_archivio_2.pl ha fornito poi dati relativi alla consistenza dell’archivio: la percentuale di RINEX prodotti dalle 144 stazioni nei circa 5 anni considerati è appena del 45%, va però considerata la fase transitoria in cui si è trovata la neonata RDN negli anni compresi tra fine 2007 ed il 2010, per cui risulta doverosa una analisi di maggior dettaglio della rete.

In Figura 33 è riportato il grafico con le percentuali di stazioni funzionanti giorno per giorno, da cui si può notare, almeno per i primi due anni, la concentrazione di file nei periodi di 28 giorni a cadenza semestrale in cui viene svolto il calcolo ufficiale della rete.

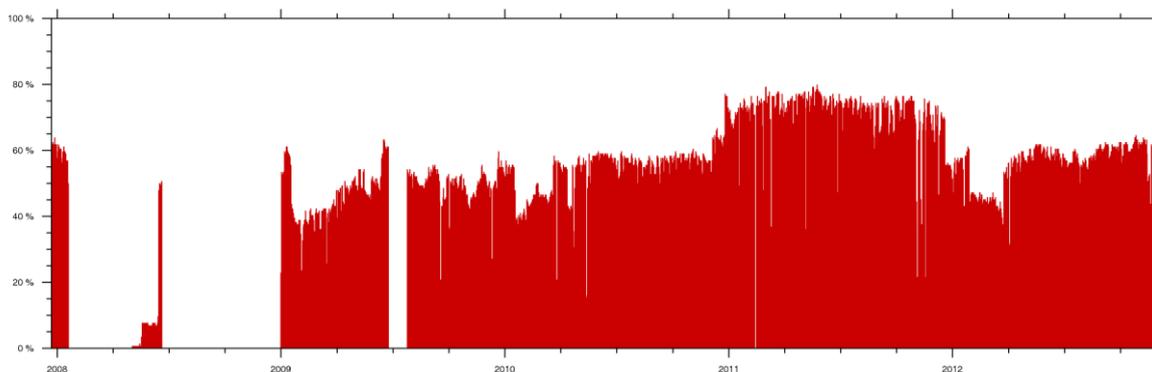


Figura 33 – Grafico delle percentuali giornaliere di RINEX disponibili per l'intera rete presente nell'archivio relativo ad "RDN".

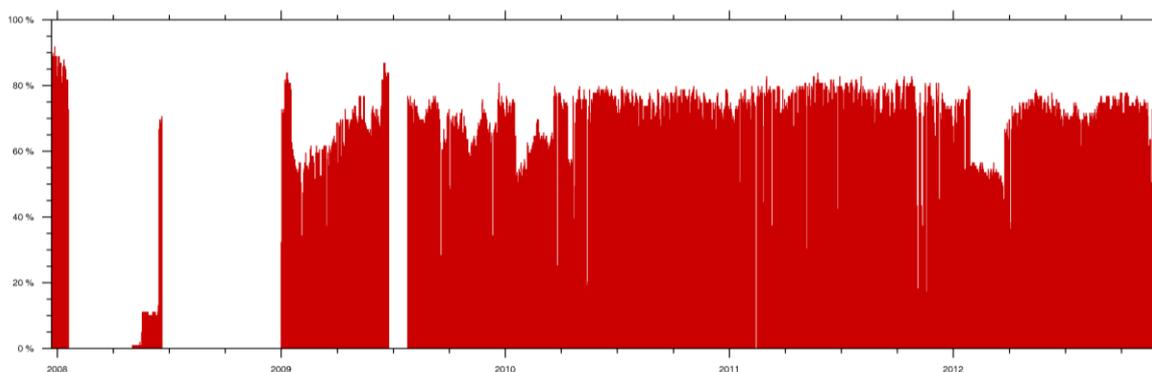


Figura 34 – Grafico analogo a quello di Figura 33 ma riferito alle sole 99 stazioni presenti nell'elenco ufficiale di RDN.

Selezionando poi le 99 stazioni della configurazione ufficiale di RDN scelta dall' IGM si ottiene il grafico riportato in Figura 34, osservando il quale si può notare come la popolazione dell'archivio negli anni 2009 e 2010 sia notevolmente migliore e più stabile.

Riferendosi al periodo che va dal 2009 al 2012 compresi, si osserva come siano presenti nell'archivio IGM i dati di sole 94 stazioni delle 99 ufficiali, mancando quelli relativi a BRES, CA06, COMU, HFLK, e SMAR. Queste 94 stazioni hanno prodotto l'86% di RINEX, contro al 79% di RINEX forniti nello stesso periodo dalle 139 stazioni presenti nell'archivio.

La predisposizione dell'archivio al calcolo geodetico.

Come già accennato, le informazioni contenute nell'*header* del file RINEX potrebbero essere soggette a errori causati dalla distrazione o imperizia del gestore. Tra gli errori più frequenti

che si possono riscontrare troviamo l'inserimento di nomi di antenne o ricevitori che non corrispondono alle codifiche standard con cui si identificano i modelli. Questi dati sono necessari al software di calcolo per associare la calibrazione delle antenne (*igs_08.atx*) corrette ad ogni RINEX elaborato, oppure la giusta correzione per le osservabili di fase a seconda del ricevitore montato, almeno nel caso del software PPP GIPSY. Risulta quindi imperativo correggere eventuali errori di questo tipo prima di avviare le procedure per il calcolo della rete. Ci si è trovati di fronte sia a problemi formali, per cui il nome della strumentazione era inserito con una dicitura sbagliata, sia ad errori sostanziali per cui i modelli indicati erano conformi alle denominazioni standard ma non corrispondevano a quelli realmente montati sulle stazioni. Nel primo caso il calcolo con GIPSY darebbe qualche errore, evidenziando quindi il problema, mentre nel secondo il calcolo andrebbe a buon fine formalmente, fornendo però coordinate errate e riconoscibili come tali solamente analizzando visivamente le serie temporali, cosa evidentemente molto svantaggiosa vista la mole di lavoro che andrebbe ripetuta. Gli errori del primo tipo vengono evidenziati automaticamente da PAT-NET_GNSS a seguito di un confronto con gli elenchi ufficiali dei modelli di antenne e ricevitori, mentre gli errori del secondo tipo sono riconoscibili da parte dell'operatore analizzando il file di output in cui per ogni stazione viene riportata la strumentazione indicata dei RINEX in ogni periodo. Rimane a carico dell'operatore giudicare se un dato cambio di strumentazione sia o meno verosimile; ad esempio risulta improbabile che per pochi file consecutivi risulti correttamente indicata una strumentazione diversa da quella presente nel resto del periodo considerato.

La correzione dei ricevitori e delle antenne avviene poi automaticamente usando *script* appositamente creati, indicando l'elenco o il periodo dei file da correggere per ciascun sito ed il modello corretto da sostituire al precedente. Il software GIPSY, così come utilizzato al DICAM, prevede la redazione di un file, denominato *stainfo*, che contenga il modello di antenna utilizzato per ogni periodo. In Questo caso non è necessario correggere *l'header* dei RINEX ma è sufficiente correggere il contenuto dello *stainfo* redatto inizialmente in modo automatico dalla procedura.

Tra i dati di input fondamentali per il calcolo mediante GIPSY ci sono le coordinate approssimate delle stazioni GNSS. Queste è sufficiente che vengano fornite con un'approssimazione di poche decine di metri, che se maggiore impatta sulla qualità delle soluzioni. Tali coordinate devono essere inserite in un file ancillare chiamato *stapos* che PAT-NET_GNSS genera automaticamente, riportando però un messaggio di allerta qualora le coordinate indicate nei RINEX di una stessa stazione avessero differenze superiori ai 10 metri, in modo da facilitare all'operatore l'individuazione degli errori grossolani.

Un altro errore riscontrato che compromette il corretto calcolo geodetico è l'indicazione di un errato *offset* dell'antenna. Questo si ripercuote direttamente sulle coordinate ottenute introducendo un salto nelle serie temporali. Anche in questo caso PAT-NET_GNSS aiuta l'operatore ad evidenziare improbabili cambi di *offset* inseriti senza un corrispondente cambio di strumentazione, e la correzione avviene con uno *script* automatizzato simile a quelli descritti per antenne e ricevitori.

Infine, come anticipato, per il software GIPSY è fondamentale che il MARKER NAME indicato negli *header* corrisponda con i primi quattro caratteri del nome del RINEX elaborato. Anche questo aspetto viene risolto automaticamente dalla procedura sviluppata.

Si vuole precisare che l'individuazione dei possibili problemi è solo una parte del lavoro di predisposizione dell'archivio e che le soluzioni, in termini di conoscenza dei reali dati da re-inserire nei file, devono essere ricercate dall'operatore sulla base della propria esperienza, consultando fonti alternative online (i *site_log* delle stazioni se pubblicati) o contattando direttamente i gestori delle stazioni problematiche. Nondimeno, tale operazione è enormemente facilitata dall'utilizzo di PAT-NET_GNSS e diventerebbe praticamente impossibile "a mano" per quantità di dati paragonabili a quelle qui trattate.

3.1.2. Il calcolo della Rete Dinamica Nazionale

Come anticipato, il calcolo geodetico di RDN è stato eseguito con approccio Precise Point Positioning per mezzo del pacchetto software GIPSY-OASIS II (*GNSS-Inferred Positioning System and Orbit Analysis Simulation Software*) nella versione 6.2. Questo pacchetto software è sviluppato dal JPL in ambiente Linux, prevalentemente nei linguaggi *Perl*, *Python* e *Fortran*. Non viene fornita agli utenti alcuna interfaccia grafica, ed il calcolo non è automatizzato per più di un singolo file RINEX alla volta. Al DICAM sono però stati sviluppati, e modificati ad hoc nel corso di questa tesi, una serie di *script* denominati *JPL_ANTLR.pl* che implementano il calcolo automatizzato di interi archivi di file RINEX, con la possibilità di selezionare varie opzioni, tra le quali l'angolo di *cutoff* sull'elevazione dei satelliti, la funzione mappante della troposfera, il tipo di orbite da utilizzare, il passo di campionamento delle epoche processate ecc.

Si precisa che il calcolo è stato eseguito per tutte le stazioni di cui sono stati convogliati i file nell'archivio analizzato e qui sopra descritto, per cui la rete calcolata non dovrebbe a rigore essere chiamata RDN. Data però la consistenza non ottimale dell'archivio, e la necessità di quanti più dati possibili per gli scopi di analisi sull'ipotetico nuovo sistema di riferimento

italiano, si è deciso di calcolare tutte le stazioni a disposizione e chiamare informalmente in questa sede “RDN” tutto il contenuto del *repository* IGM.

Il calcolo della rete RDN mediante l’approccio non differenziato PPP

Il calcolo è stato eseguito utilizzando lo *script* *JPL_ANTEXX_4.3.pl* selezionando le seguenti opzioni di calcolo:

- Orbite non fiduciali “precise” calcolate dal JPL ed *x-files* regionali (con riferimento al capitolo 2).
- Angolo di *cutoff* pari a 10°. Questo valore è stato determinato a seguito di vari test sulla ripetibilità delle soluzioni al variare di tale parametro e svolti in precedenza. (il valore di default di GIPSY sarebbe 7°).
- Funzione mappante della troposfera: VMF-1. Anche questa preferita alla funzione di default di GIPSY, la funzione di NIEL, a seguito di alcuni test.
- Passo di ricampionamento variabile. Pensato in modo da garantire per ogni file un numero di epoche processate pari a quelle relative ad un file giornaliero pieno, calcolato col passo di un’epoca ogni 300 secondi (valore standard per i calcoli statici di GIPSY).

A valle dell’operazione di calcolo vengono creati per ogni RINEX processato i file *.stacov* contenenti la posizione dell’antenna espressa in coordinate geocentriche, con la relativa matrice di correlazione. Questi vengono poi uniti in file “*stacov* giornalieri” (*gipsyYYDOY.stacov*) che contengono le informazioni dei file *.stacov* di tutte le stazioni attive il giorno *DOY* del anno *YYYY*.

È possibile che per qualche motivo alcuni RINEX non vengano processati, viene quindi creata la cartella *RINEX_err* contenente i file non processati e dei file *.log* che contengono gli avvisi relativi ai malfunzionamenti avvenuti durante il processo di calcolo.

Avendo svolto il calcolo utilizzando orbite “non fiduciali”, che non sono vincolate ad alcun sistema di riferimento ufficiale, è stato necessario procedere con l’inquadramento delle soluzioni nel sistema IGB08. L’inquadramento è stato eseguito per ogni giorno mediante una trasformazione di Helmert, basata sui 7 parametri giornalieri calcolati con l’approccio descritto nel capitolo 2 e contenuti nei relativi *x-files*.

La fase di calcolo PPP ha riguardato oltre 150000 file RINEX, elaborati in un tempo macchina di poco inferiore ai 5 giorni grazie ad una potente macchina dotata di 8 *core* da 2,9 GHz. Si rimarca

il fatto che questo tempo di calcolo è decisamente inferiore a quello che sarebbe stato necessario per processare l'intero archivio di dati mediante un approccio differenziato alle osservazioni. Inoltre, è stato possibile ricalcolare le serie di coordinate di alcune stazioni che hanno manifestato salti dovuti ad errori nella strumentazione montata, evenienza occorsa in qualche caso nonostante gli strumenti di pre-analisi adottati, che non possono sostituire del tutto la corretta gestione di un archivio di dati e la messa a disposizione dei metadati necessari attraverso la pubblicazione dei *site-log*. Grazie all'approccio PPP utilizzato è stato possibile ricalcolare solamente gli spezzoni di serie temporali affetti dalle problematiche, senza coinvolgere le stazioni GNSS adiacenti a quelle problematiche, minimizzando quindi il tempo necessario.

Post-analisi delle serie temporali

Avendo a disposizione le coordinate giornaliere di ciascun sito della rete, è stato possibile creare le serie temporali per mezzo di un pacchetto software di post-analisi sviluppato al DICAM dall'Ing. Poluzzi e denominato *GTS_shaper.pl*. La sequenza logica delle operazioni così svolte viene consistere in:

- A partire dalle coordinate geocentriche dei file *.stacov* si opera una trasformazione per passare a coordinate geografiche (λ , ϕ , h) ed in seguito a geodetiche locali (Nord, Est, Up). Le matrici di covarianza vengono calcolate con la legge di propagazione della varianza a partire dalle correlazioni contenute nei file *.stacov*;
- Vengono creati i file *.day* per ogni giorno calcolato, contenente le informazioni sulle posizioni di tutte le stazioni attive in quel giorno espresse nei tre sistemi di coordinate;
- Vengono creati i file *.site* relativi ad ogni stazione, che contengono i dati registrati dalla stazione per tutto il periodo osservato, quindi tre triplette di coordinate (geocentriche, geografiche e geodetiche locali) per ogni epoca osservata, e le relative deviazioni standard;
- Attraverso la procedura fortran *rigetto3sigma* vengono calcolati i parametri delle rette di regressione della serie temporale di ogni coordinata (si ipotizza quindi che lo spostamento della stazione possa essere descritto con una retta), e rispetto a queste gli scarti quadratici medi σ delle coordinate stesse. La procedura è iterativa, si ricalcolano i parametri di regressione della retta andando a individuare per ogni ciclo il punto che

dista maggiormente dalla retta, verificando se tale distanza supera le tre volte la σ appena determinata. Se questo accade allora il punto viene rigettato e si ricalcola la retta di regressione. La procedura si arresta quando anche il punto più distante non supera la soglia di 3σ ;

- Una volta individuati i parametri di regressione della retta si hanno anche informazioni riguardo alle velocità media dei siti, rappresentata dal coefficiente angolare della retta. Nei file *.preg* vengono salvati i parametri di pendenza ed intercetta delle rette di regressione di ciascuna componente, oltre ai relativi parametri di varianza.
- La procedura *GTS_sketcer.pl* consente infine di plottare le serie temporali, divise per componenti, di ogni sistema di coordinate con le relative rette di regressione.

Le coordinate inquadrature nell'IGb08 sono state poi re-inquadrature anche nel sistema ETRF2000 attraverso una procedura che applica i 14 parametri contenuti nella "memo-V8" dell'EUREF. Una volta eseguita la trasformazione la procedura di calcolo delle serie temporali è stata ripetuta ottenendo così anche i parametri relativi alle velocità medie rispetto al sistema di riferimento europeo ETRS89.

Le serie temporali inquadrature nel sistema ETRF2000 costituiscono la base dalla quale sono state calcolate sia le coordinate di RDN che le trasformazioni tra sistemi di riferimento di seguito descritte.

Come prima operazione è stata eseguita un'analisi visiva delle serie temporali di ogni singola stazione, alla ricerca di quelle in cui fosse presente un "salto" nell'andamento di almeno una delle componenti. Individuare e correggere i salti nelle serie temporali, oltre ad essere un'operazione complicata dal punto di vista del riconoscimento, è molto importante per la corretta valutazione dei parametri di velocità della stazione. La presenza di una discontinuità potrebbe far variare la pendenza della retta di regressione della serie e quindi fornire informazioni errate riguardo alla componente di velocità del sito.

La presenza di discontinuità nelle serie temporali possono essere causate da diversi fattori come ad esempio un cambio della strumentazione della stazione, errori in fase di calcolo dovuti all'errata conoscenza della strumentazione e/o degli offset o possibili eventi sismici che hanno interessato il sito. La correzione consiste nell'andare ad individuare l'epoca esatta nella quale si verifica il salto e calcolare il valore del gap da dover annullare. L'individuazione dei salti è un'operazione impossibile da automatizzare completamente, soprattutto quando sono di interesse anche salti di piccola entità presenti in serie con valore di dispersione delle soluzioni

più grande di essi. L'operazione, da svolgere quindi con un esame visivo da parte di un operatore, è in parte aiutata dall'inserimento nei grafici delle serie temporali di *breacklines* (esempio in Figura 35 – Viene riportata in blu una serie temporale affetta da discontinuità e caratterizzata da spezzoni di buona lunghezza e continuità, in rosso è riportata la serie temporale corretta.) in corrispondenza dei cambi di strumentazione, inserite sulla base delle indicazioni raccolte nella procedura di pre-analisi.

Una volta individuate le date esatte in cui si manifestano salti nelle serie temporali, esistono due possibili casi in cui ci si trova ad agire, che dipendono dal tipo di serie temporali con cui si ha a che fare. Il primo caso è quello di serie temporali continue e non, ma fatte in modo tale che sia sempre possibile la stima affidabile della retta di regressione per i blocchi a antecedente e successivo al salto. In questo caso per valutare l'entità del salto si propagano le rette dei due spezzoni fino all'epoca del salto, il gap da correggere sarà pari alla distanza tra i punti estremi delle due rette all'epoca comune. In Figura 35 si riporta un esempio di quanto appena descritto, in blu l'andamento della serie prima della risoluzione del salto, in rosso la soluzione a valle della risoluzione del salto, che in questo caso è causato dal sisma dell'Emilia del 2012:

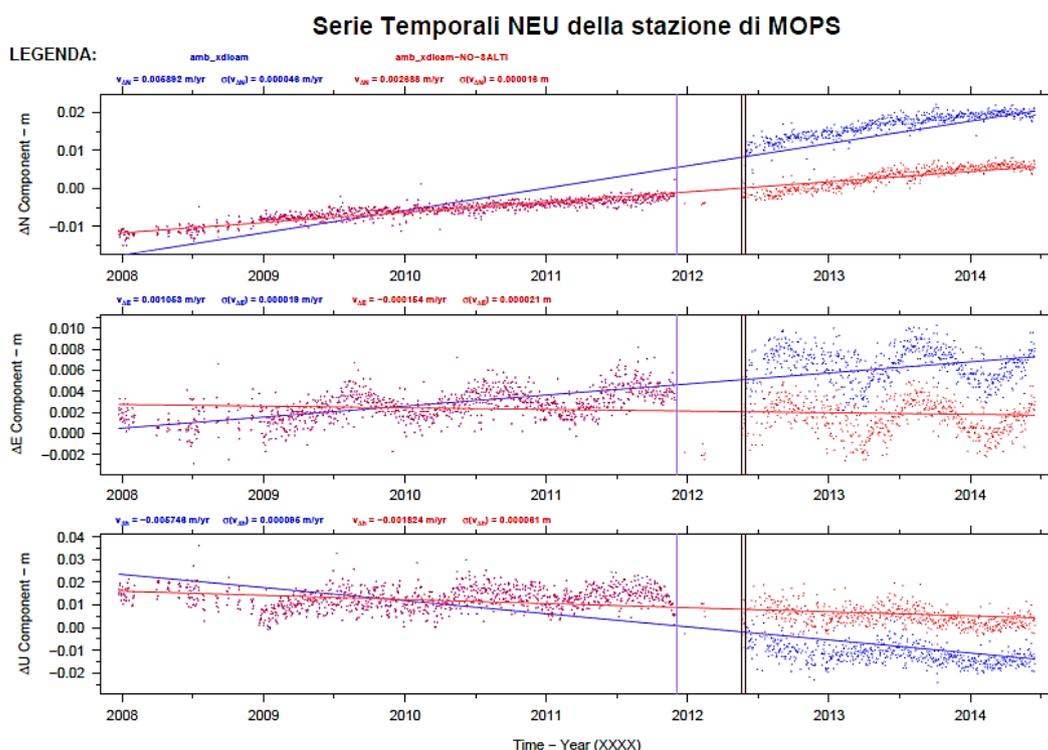


Figura 35 – Viene riportata in blu una serie temporale affetta da discontinuità e caratterizzata da spezzoni di buona lunghezza e continuità, in rosso è riportata la serie temporale corretta.

Il secondo caso si verifica quando uno degli spezzoni in cui è divisa la serie temporale non è sufficientemente lungo da consentire il calcolo delle velocità media di quel tratto, in questo caso quindi si propaga la retta di regressione della porzione che fornisce informazioni riguardanti la velocità fino all'epoca del salto, e l'entità di questo viene stimata propagando la stessa velocità dal punto baricentrico dello spezzone di dati più corto.

In Figura 35 viene riportata la correzione di un salto che rientra nel caso appena descritto, il plot delle posizioni prima della risoluzione del salto con la relativa retta di regressione è stampato in blu, in rosso invece viene riportata la situazione dopo la correzione del salto, che in questo esempio si verifica nella componente UP.

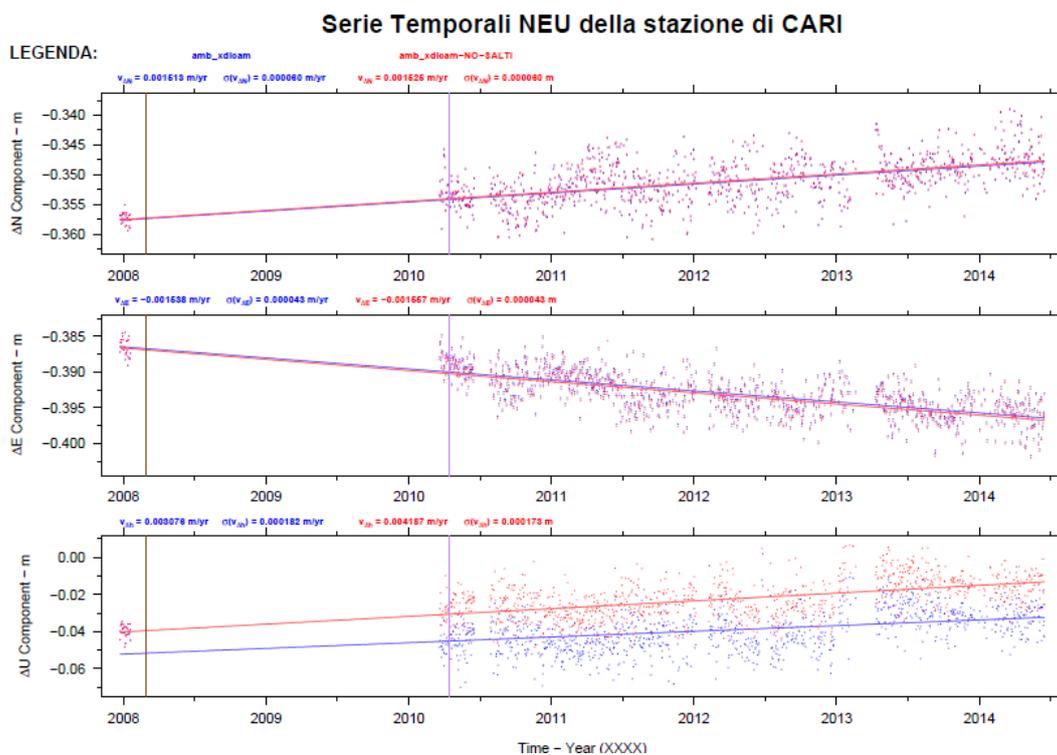


Figura 36 – Viene riportata in blu una serie temporale affetta da discontinuità del secondo tipo, in rosso è riportata la serie temporale corretta.

Una volta individuati i salti si procede a correggerli e quindi si ricalcolano i parametri di velocità delle stazioni applicando ancora l'algoritmo denominato *rigetto3sigma*.

Tale procedura genera un file *.preg* per ogni stazione, contenete i valori di velocità e le relative varianze espressi sia in coordinate geocentriche che geografiche, che geodetiche locali. Attraverso questi parametri di velocità media è stato possibile propagare all'epoca 2008.0 le coordinate ETRF2000 di ciascun sito attraverso la formula:

$$X_{RDN}^{ETRF2000}(2008.0) = X_{RDN}^{ETRF2000}(t_c) + \dot{X}_{RDN}^{ETRF2000} * (2008.0 - t_c) \quad (25)$$

Dove con t_c si intende il tempo baricentrico della serie temporale, così che $X_{RDN}^{ETRF2000}(t_c)$ risulti essere il valore medio di ciascuna coordinata. Con questa operazione sono state calcolate le coordinate di riferimento per la rete RDN espresse nel sistema di riferimento nazionale ufficiale, accompagnate dalle relative stime di precisione calcolate propagando la varianza statistica all'epoca di riferimento attraverso la formula:

$$\sigma_X^2 = \sigma_{X_0}^2 + (2008.0 - t_0)^2 \sigma_V^2 + (2008.0 - t_0) \sigma_{X_0V} \quad (26)$$

dove $\sigma_{X_0}^2$ è la varianza associata alle coordinate al tempo t_0 , σ_V^2 è la varianza associata ai parametri di velocità media, e σ_{X_0V} rappresenta il termine di covarianza.

3.2. La stima di un sistema di riferimento dinamico vincolato alla penisola italiana

Come anticipato all'inizio del capitolo, la penisola italiana è tra quei territorio appartenenti ad una zona di confine della placca continentale eurasiatica. Il territorio nazionale non si può quindi ritenere "vincolato alla parte stabile della placca continentale eurasiatica", e di conseguenza non lo è neanche all'ETRS89. Si è quindi pensato di trattare la penisola italiana come se fosse una "sotto-placca" continentale con un proprio moto relativo rispetto all'Eurasia, e calcolare i parametri descrivono tale moto col fine di sottrarli all'ETRS89 ed ottenere un sistema di riferimento vincolato al territorio italiano. L'operazione è concettualmente equivalente a quella fatta per la placca eurasiatica nei confronti dell'ITRF. Lo scopo è ancora una volta quello di definire una trasformazione semplice che con un limitato numero di parametri consenta di trasformare le coordinate in un sistema di riferimento in cui le velocità residue dei punti appartenenti ad un determinato territorio vengano ridotte.

Si sottolinea da subito come l'operazione sia una in buona parte una forzatura, in quanto la penisola italiana non è evidentemente una placca continentale a se stante dai punti di vista geologico/geodinamico, ed anzi insiste proprio su un'area di contatto tra altre due grandi placche continentali. Ciononostante esistono delle raccomandazioni provenienti proprio dall'EUREF (Altamimi, EUREF Symposium 2012) che insistono sulla necessità di affrontare il problema delle elevate velocità residue rispetto all'ETRF2000 che si hanno in territori come il

nostro, per cui quello mostrato nel seguito vuole essere un primo approccio al problema, un'indagine sulle potenzialità e criticità che si dovranno meglio affrontare in futuro.

Per definire il movimento delle placche continentali vengono studiati diversi modelli globali, uno di questi è ITRF2008 Plate Motion Model descritto in (Altamimi, 2012). Tale modello prevede di dividere la crosta terrestre in placche tettoniche considerate indeformabili, il moto di ognuna di queste placche si assume possa essere descritto mediante un vettore di velocità angolari ω_p che descrive il così detto moto del polo euleriano. In tale modello la velocità con cui trasla un punto i -esimo appartenente alla placca considerata è descritta dal vettore \dot{X}_i calcolabile dalla relazione:

$$\dot{X}_i = \omega_p * X_i \quad (27)$$

dove X_i rappresenta il vettore delle coordinate del punto stesso. Nel modello globale appena citato viene inserito un ulteriore vettore di velocità di traslazione dell'origine \dot{T} , necessario a tenere in conto la deriva del centro di massa terrestre in funzione del movimento delle placche tettoniche, per cui la relazione utilizzata nella determinazione del modello citato è:

$$\dot{X}_i = \omega_p \times X_i + \dot{T} \quad (28)$$

Come detto, il caso in esame non è del tutto assimilabile a quello globale, per cui il modello che ci si è ispirati in prima battuta è quello legato all'equazione (14). Come si è visto nel paragrafo 1.3.3, una volta definito il moto medio della placca eurasiatica, questo può essere anche descritto attraverso 14 parametri di trasformazione. Nei seguenti paragrafi si descriveranno due diversi approcci considerati per la stima dei parametri da applicare alla "placca italiana" nel tentativo di ridurre le velocità residue.

Il primo approccio si basa proprio sul calcolo dei 3 parametri che definiscono il moto del polo Euleriano. Il calcolo è stato eseguito utilizzando il software open source EPC (*Euler Pole Calculator*) descritto in (Gouderzi, 2013), utilizzando come dati di input una selezione dei vettori di velocità media calcolati per RDN. Tale approccio implica una serie di ipotesi piuttosto forti, come quella legata all'indeformabilità della placca, che verranno discusse, ma che già intuitivamente si adattano poco al caso esaminato.

Il secondo approccio prende in considerazione il calcolo di una trasformazione per mezzo di 14 parametri di Helmert, ovvero i 7 parametri tipici di una rototraslazione con fattore di scala e le 7 velocità associate. I dati di input utilizzati sono gli stessi per entrambe gli approcci,

rendendo possibile un confronto diretto sui risultati ottenuti, che viene riportata nel paragrafo finale.

Come dati di input non sono state usate le velocità medie di tutti i siti di RDN precedentemente calcolati, questo perché alcuni presentavano delle serie temporali troppo brevi o troppo discontinue che non permettono una stima affidabile della retta di regressione. È stato quindi necessario procedere ad una fase di selezione delle serie temporali più idonee, tenendo a mente anche le indicazioni che a livello internazionale definiscono 3 anni la lunghezza minima che queste devono avere per fornire una stima attendibile delle velocità medie. Sono state così classificate le serie temporali delle stazioni di RDN secondo tre livelli qualitativi:

Serie consistenti: rientrano in questo gruppo tutte quelle stazioni GNSS che hanno registrato dati per una finestra temporale di almeno tre anni in modo continuo o per lo meno con sporadiche e brevi interruzioni. Un esempio è riportato in Figura 37.

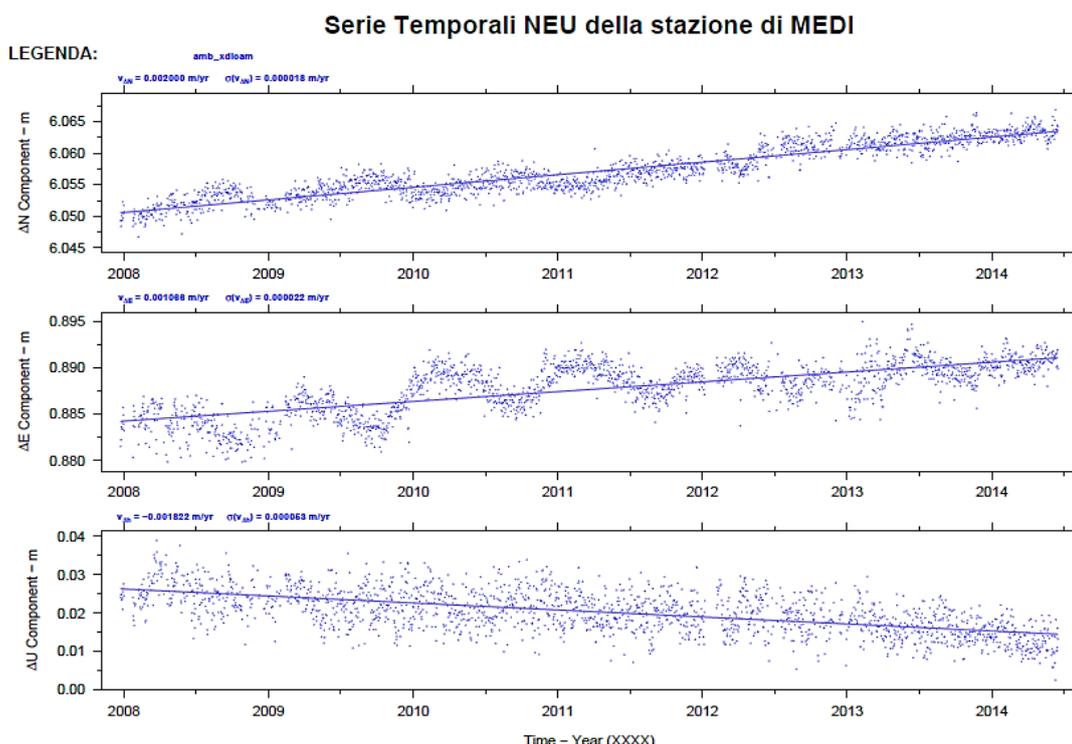


Figura 37 – Esempio di serie temporale definita “consistente”.

Serie accettabili: rientrano in questo gruppo quelle stazioni GNSS che hanno acquisito dati per un periodo inferiore ai tre anni in modo continuo, ma anche quelle stazioni che avendo registrato per lunghi periodi presentano lunghe e/o frequenti interruzioni. Un esempio è riportato in Figura 38.

Serie Temporali NEU della stazione di VEN1

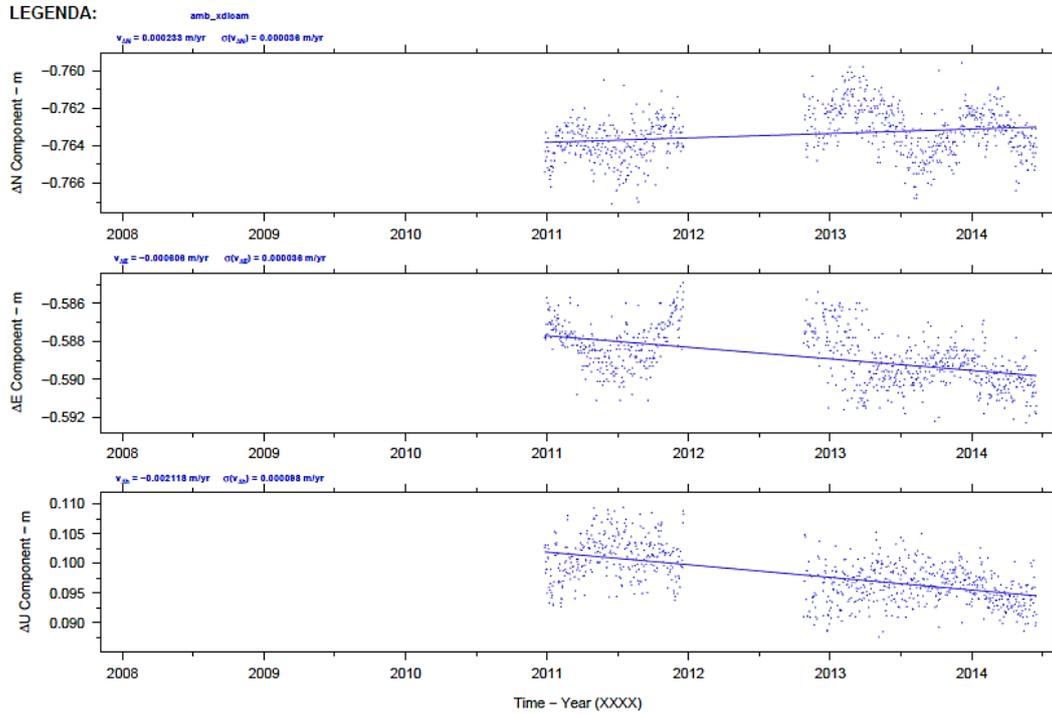


Figura 38 – Esempio di serie temporale definita “accettabile”.

Serie inconsistenti: fanno parte di questo gruppo tutte le stazioni GNSS che hanno prodotto dati per un periodo complessivo inferiore all’ anno. Un esempio è riportato in Figura 39.

Serie Temporali NEU della stazione di TREN

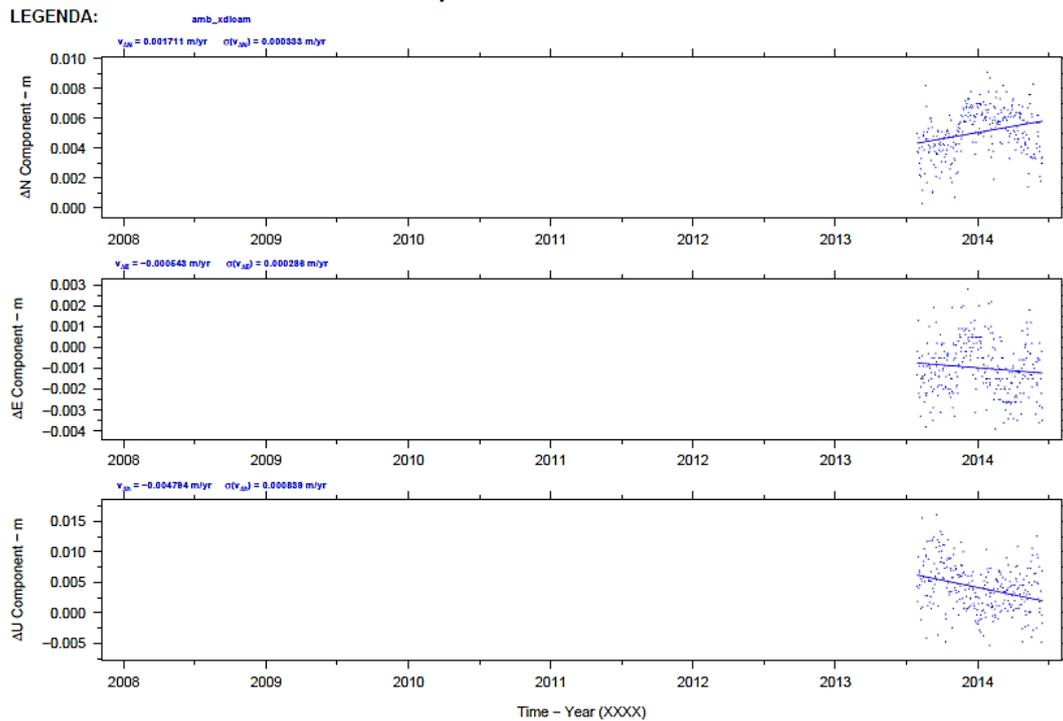


Figura 39 – Esempio di serie temporale definita “insoddisfacente”.

È stato poi deciso di procedere impiegando solo le stazioni definite *consistenti* ed alcune delle migliori tra quelle definite *accettabili*. Da questa selezione sono state eliminate tutte le serie temporali delle stazioni GNSS al di fuori del territorio nazionale.

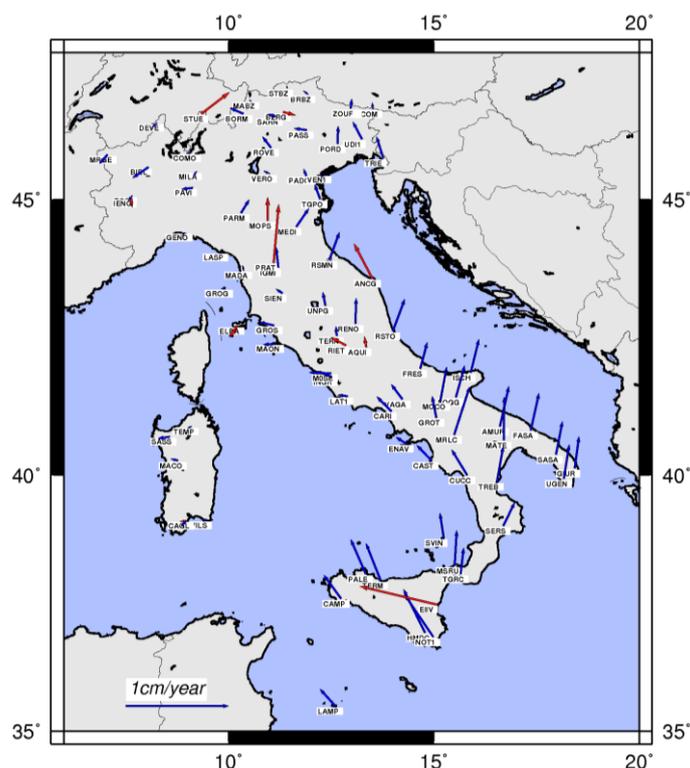


Figura 40 – Selezione dei vettori di velocità residua espressi in ETRF2000. Le frecce rosse rappresentano quei vettori che, nonostante derivino da serie temporali *consistenti*, sono stati eliminati per incongruenza con i siti adiacenti.

In Figura 40 si possono vedere i vettori di velocità residua rispetto all’ETRF2000 delle stazioni selezionate. Di questi sono stati successivamente eliminati quelli riportati in rosso a causa della evidente incongruenza rispetto al comportamento evidenziato per i siti adiacenti. Le cause di questo sono da imputare ad effetti locali, più o meno chiari, che compromettono la stabilità delle materializzazioni. Ad esempio il vettore della stazione di STUE punta nella direzione di un lago artificiale sulle rive del quale è posto il pilastrino sul quale è montata la stazione permanente GNSS, per cui lo spostamento in direzione nord-est evidenziato non può essere imputabile a movimenti di placca bensì a fenomeni di scivolamento locale del versante. I vettori di colore blu hanno quindi costituito i dati di input per le analisi descritti nei due paragrafi che seguono.

3.2.1. Approccio mediante 3 parametri di moto del polo Euleriano

Il movimento di una placca rigida sulla superficie di una sfera può essere definito nel teorema di Eulero: *“Il moto di un corpo rigido sulla superficie di una sfera può essere descritto come una rotazione attorno ad un asse che passa per il centro della sfera. Il polo euleriano, o polo di rotazione, è uno dei due punti d’intersezione tra l’asse e la superficie terrestre, l’altro punto di intersezione è detto antipolo”*.

Un primo tentativo di definire un sistema di riferimento dinamico vincolato all’area italiana è stato fatto sfruttando proprio il teorema di Eulero, calcolando il moto del polo di rotazione di una placca caratterizzata dai vettori di spostamento selezionati tra le stazioni di RDN. Tale moto del polo è poi stato applicato al sistema di riferimento ETRS89, andando quindi a verificare di quanto le nuove velocità residue dei punti utilizzati fossero calate. Evidentemente tale utilizzo del teorema di Eulero non rispetta le sue ipotesi di base, ovvero che la placca in movimento sia infinitamente rigida e che il moto avvenga su una superficie sferica.

Il calcolo del polo euleriano è stato svolto utilizzando il software EPC (*Euler Pole Calculator*), sviluppato da M.A. Goudarzi, M. Cocard e R. Santerre del Dipartimento di Scienze Geomatiche dell’Università di Laval in Canada. Questo è un software *open source* che lavora in ambiente *MATLAB*.

Il software è in grado di calcolare le velocità di un set di punti a coordinate note una volta fornita la posizione del polo euleriano e la sua velocità angolare (problema diretto), oppure viceversa di valutare la posizione del polo e la magnitudo della rotazione a partire dalle velocità di un set di punti (problema inverso).

Matematicamente il teorema di Eulero può essere espresso come segue:

$$v_i^p = X_i \times \Omega^p \quad (29)$$

Dove v_i^p è la velocità dell’i-esimo punto della placca p , X_i è la posizione del punto stesso, ed Ω^p è il vettore delle velocità angolari della placca p .

Il software è in grado di gestire dati in input sia in formato geocentrico ECEF CCS (*Earth-Centered Earth-Fixed Cartesian Coordinate System*) che in coordinate geodetiche locali LG CCS (*Local Geodetic Cartesian Coordinate System*).

Si riporta in Figura 41 e Figura 42 l'interfaccia grafica del programma EPC, in cui si possono notare i due diversi formati di input dei dati, facendo notare che la posizione del polo di rotazione viene sempre richiesta o fornita in termini di coordinate geografiche e magnitudo.

La tabella di output che fornisce il programma riporta: i dati di posizione delle stazioni in coordinate geografiche, le componenti delle velocità modello derivanti dall'applicazione del polo in coordinate geodetiche e i residui di velocità calcolati rispetto alle velocità fornite in input, sempre espressi in coordinate geodetiche locali.

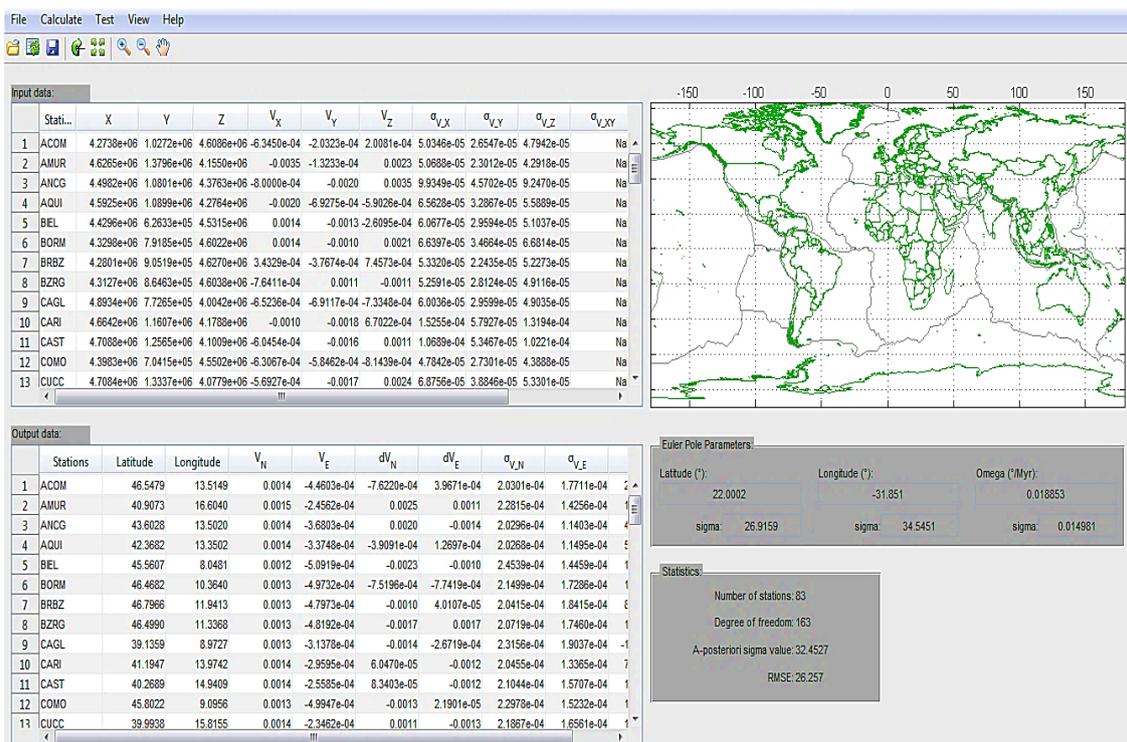


Figura 41 – Esempio di interfaccia grafica del software EPC, input nel formato ECEF CCS.

Si vogliono fornire ora alcuni dettagli sulla teoria implementata nel software EPC, descrivendo analiticamente il metodo risolutivo usato per il “problema inverso” e per il “problema diretto”, oltre all’influenza di alcune ipotesi di lavoro.

Problema diretto

Per affrontare questo problema sono necessari come dati di input le coordinate dei siti ed i parametri del polo euleriano, con le relative stime delle incertezze.

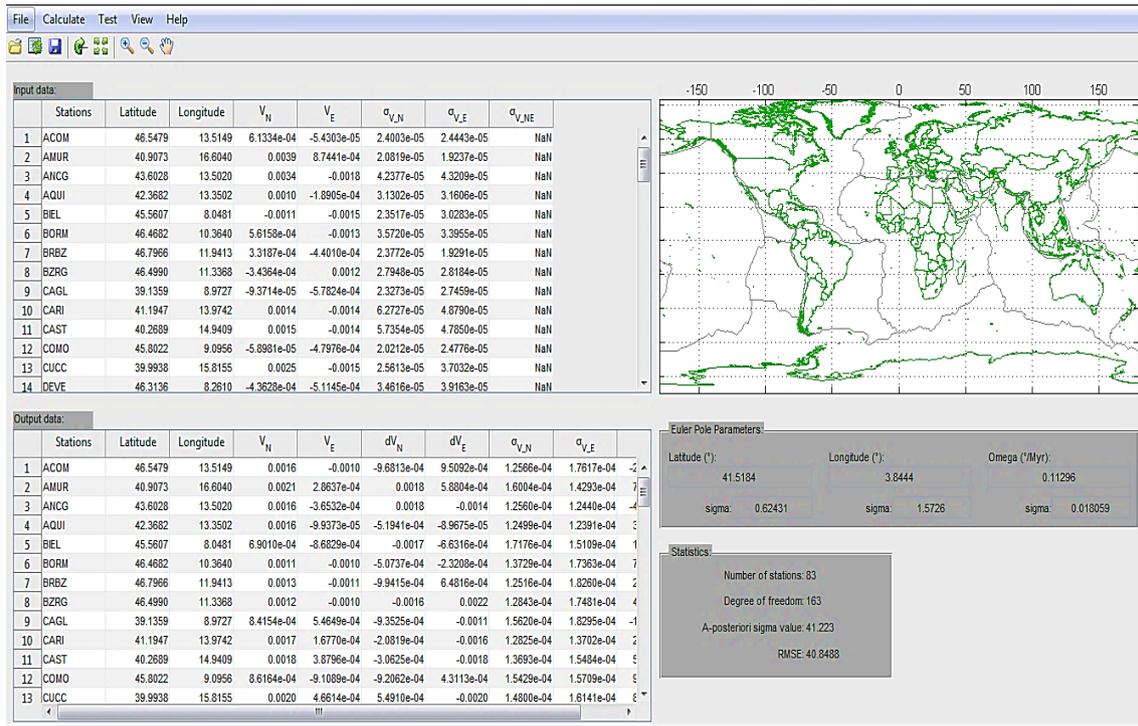


Figura 42 – Esempio di interfaccia grafica del software EPC, input nel formato LG CCS.

Il problema per la stazione i -esima e la placca p viene posto in questi termini:

$$v_i^p = X_i \times \Omega^p = \begin{bmatrix} 0 & z & -y \\ -z & 0 & x \\ y & -x & 0 \end{bmatrix}_i \begin{bmatrix} \omega_x \\ \omega_y \\ \omega_z \end{bmatrix}^p = \begin{bmatrix} z\omega_y - y\omega_z \\ x\omega_z - z\omega_x \\ y\omega_x - x\omega_y \end{bmatrix}^p \quad (30)$$

Il vettore Ω^p è il vettore di Eulero, o vettore delle velocità angolari, un altro modo di definire questo vettore è quello di impiegare latitudine e longitudine della posizione del polo e magnitudo della rotazione espressa in gradi per milioni di anni ($^\circ/\text{Myr}$), ed è proprio questo il tipo di input che richiede il programma. La trasformazione lega le due espressioni dei parametri di Eulero è definita da:

$$\begin{bmatrix} \omega_x \\ \omega_y \\ \omega_z \end{bmatrix}^p = \frac{\Omega^p}{10^6} \begin{bmatrix} \cos \Omega_\lambda^p \cos \Omega_\varphi^p \\ \cos \Omega_\lambda^p \sin \Omega_\varphi^p \\ \sin \Omega_\lambda^p \end{bmatrix} \quad (31)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} |\Omega^p| = \sqrt{(\omega_x^2 + \omega_y^2 + \omega_z^2)} \\ \text{pl} = \tan^{-1} \left[\frac{\omega_z^p}{\sqrt{(\omega_x^p + \omega_y^p)}} \right] \\ \Omega_\lambda^p = \tan^{-1} \left[\frac{\omega_y^p}{\omega_x^p} \right] \end{array} \right. \quad (32)$$

Dove:

Ω^p è la magnitudo della rotazione;

Ω_φ^p è la latitudine sferica;

Ω_λ^p è la longitudine sferica;

$\omega_x^p, \omega_y^p, \omega_z^p$ sono le velocità angolari rispetto ai tre assi geocentrici.

Il vettore velocità espresso in geodetiche locali, fornito in output dal software, viene convertito attraverso la seguente espressione:

$$v_i^{LG} = \begin{bmatrix} v_n \\ v_e \\ v_u \end{bmatrix}_i = \begin{bmatrix} -\sin \lambda \cos \varphi & \sin \lambda \sin \varphi & \cos \lambda \\ -\sin \varphi & \cos \varphi & 0 \\ \cos \lambda \cos \varphi & \cos \lambda \sin \varphi & \sin \lambda \end{bmatrix}_i \begin{bmatrix} v_x \\ v_y \\ v_z \end{bmatrix}_i = R_i v_i^{ECEF} \quad (33)$$

Anche se viene calcolata, la componente in Up della velocità espressa in termini di coordinate geodetiche locali non viene inserita nella tabella di output, questo perché la sua presenza risulta essere in contrasto con le ipotesi su cui si basa il Teorema di Eulero di superficie sferica.

Il problema viene gestito in coordinate geocentriche ECEF CCS, pertanto, quando l'input fornito è del tipo LG CCS il programma opera una trasformazione delle coordinate delle stazioni da coordinate geografiche sferiche a coordinate geocentriche, e la matrice X_i viene ridefinita come:

$$X_i = r_e \begin{bmatrix} 0 & \sin \varphi & -\cos \varphi \sin \lambda \\ -\sin \varphi & 0 & \cos \lambda \sin \varphi \\ \cos \varphi \sin \lambda & -\cos \varphi \cos \lambda & 0 \end{bmatrix} \quad (34)$$

Dove r_e è il raggio terrestre sferico approssimato.

Con alcuni passaggi riportati in seguito si fa notare come la componente di velocità verticale risulti essere nulla, coerentemente con l'ipotesi che il moto delle stazioni avvenga su di una superficie sferica.

$$v_i^{ECEF} = X_i \times \Omega^p = r_e \begin{bmatrix} 0 & \sin \varphi & -\cos \varphi \sin \lambda \\ -\sin \varphi & 0 & \cos \lambda \sin \varphi \\ \cos \varphi \sin \lambda & -\cos \varphi \cos \lambda & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \omega_x \\ \omega_y \\ \omega_z \end{bmatrix}^p \quad (35)$$

$$\begin{aligned} v_i^{LG} &= \begin{bmatrix} v_n \\ v_e \\ v_u \end{bmatrix}_i = R_i v_i^{ECEF} = R_i \times X_i \times \Omega^p = \\ &= r_e \begin{bmatrix} -\sin \lambda \cos \varphi & \sin \lambda \sin \varphi & \cos \lambda \\ -\sin \varphi & \cos \varphi & 0 \\ \cos \lambda \cos \varphi & \cos \lambda \sin \varphi & \sin \lambda \end{bmatrix}_i \begin{bmatrix} 0 & \sin \varphi & -\cos \varphi \sin \lambda \\ -\sin \varphi & 0 & \cos \lambda \sin \varphi \\ \cos \varphi \sin \lambda & -\cos \varphi \cos \lambda & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \omega_x \\ \omega_y \\ \omega_z \end{bmatrix}^p \\ &= r_e \begin{bmatrix} \sin \lambda & \cos \lambda & 0 \\ -\sin \varphi \cos \lambda & \sin \varphi \sin \lambda & \cos \varphi \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}_i \begin{bmatrix} \omega_x \\ \omega_y \\ \omega_z \end{bmatrix}^p \end{aligned} \quad (36)$$

Che può essere riscritta come:

$$v_i^{LG} = \begin{bmatrix} v_n \\ v_e \end{bmatrix}_i = r_e \begin{bmatrix} \sin \lambda & -\cos \lambda & 0 \\ -\sin \varphi \cos \lambda & -\sin \varphi \sin \lambda & \cos \varphi \end{bmatrix}_i \begin{bmatrix} \omega_x \\ \omega_y \\ \omega_z \end{bmatrix}^p \quad (37)$$

Dove si può osservare che la componente verticale della velocità non è legata al vettore delle velocità angolari di rotazione.

In questo caso le incertezze relative alle velocità vengono stimate secondo le regole di propagazione della varianza. Si determina prima la varianza associata al vettore di Eulero, che servirà a sua volta per calcolare la matrice di covarianza delle velocità:

$$\Sigma_{\Omega^p} = J \Sigma_{\omega^p} J^T \quad (38)$$

$$\Sigma_{v_i^p} = K_i \Sigma_{\Omega^p} K_i^T \quad (39)$$

Dove:

Σ_{Ω^p} è la matrice di varianza associata al vettore di rotazione;

J è la matrice Jacobiana ottenuta linearizzando l'espressione che consente la trasformazione tra i parametri del polo e il vettore di Eulero;

Σ_{ω^p} è la matrice diagonale che contiene le varianze dei parametri del polo;

$\Sigma_{v_i^p}$ è la matrice di covarianza delle velocità incognite;

K_i è la matrice jacobiana dell'equazione delle velocità;

Il calcolo delle incertezze viene effettuato nello stesso modo sia che l'input sia in ECEF CCS che LG CCS, ovviamente nella valutazione della matrice di covarianza delle velocità la jacobiana è sempre relativa alla matrice che consente di ottenere le velocità.

Problema inverso

Il problema inverso consente di valutare la posizione del polo euleriano a partire dalle velocità di un set di siti fornite in input. Nella pratica questo problema si traduce nell'impiego dell'approccio ai minimi quadrati per la valutazione del vettore di Eulero. Brevemente si riporta la descrizione della procedura, rimandando alla letteratura per maggiori chiarimenti.

Il problema viene posto come:

$$v^p = X^p \times \Omega^p \quad (40)$$

In questo caso v^p è un vettore $3_n \times 1$ dove n è il numero di stazioni che rappresenta il vettore delle osservazioni, X^p è la matrice disegno $3_n \times 3$ che contiene le coordinate delle stazioni e $\Omega^p = (\omega_x^p \ \omega_y^p \ \omega_z^p)^T$ è il vettore di Eulero, in questo caso vettore delle incognite.

Ovviamente il problema è così posto in termini di coordinate geocentriche delle stazioni e delle velocità, nel caso di input LG CCS a monte della risoluzione si opera una trasformazione di coordinate e velocità analoga a quella descritta per il problema diretto.

Il problema ai mini quadrati viene riscritto per maggiore chiarezza come:

$$X^p \Omega^p = v^p + v_r \quad \text{Modello Funzionale} \quad (41)$$

$$v_r^T P v_r = \text{minimo} \quad \text{Modello Statistico} \quad (42)$$

Come noto la soluzione si determina come:

$$\Omega^p = \begin{bmatrix} \omega_x \\ \omega_y \\ \omega_z \end{bmatrix}^p = (X^{pT} P X^p)^{-1} (X^{pT} P v^p) = N^{-1} (X^{pT} P v^p) \quad (43)$$

La matrice N^{-1} è la matrice dei cofattori e v_r è il vettore delle velocità residue, mentre P è la matrice dei pesi delle osservazioni.

Una volta valutate le componenti del vettore di rotazione si risale alla posizione del polo euleriano e alla magnitudo attraverso la trasformazione tra parametri del polo e vettore di Eulero descritte dalle equazioni (18) e (19).

In questo caso l'accuratezza delle componenti del vettore Ω^p , ovvero la matrice di covarianza delle incognite viene determinata come:

$$\Sigma_{\Omega^p} = \sigma_0'^2 N^{-1} \quad (44)$$

Dove $\sigma_0'^2$ è la varianza per unità di peso a posteriori valutata come:

$$\sigma_0'^2 = \sqrt{\frac{(v_r^T P v_r)}{r}} \quad (45)$$

Dove compaiono la ridondanza r ed il vettore dei residui delle velocità delle stazioni v_r , calcolato come differenza tra le velocità fornite in input e quelle calcolate a valle della determinazione del polo. Per valutare poi la varianza associata ai parametri del polo euleriano viene propagata la varianza:

$$\Sigma_{\omega^p} = G \Sigma_{\Omega^p} G^T \quad (46)$$

Dove G è la matrice jacobiana ottenuta linearizzando le espressioni di trasformazione tra parametri del polo e vettore di Eulero.

La matrice dei pesi P è definita sulla base delle varianze e covarianze associate alle velocità di input delle stazioni, spesso il grado di correlazione tra le velocità delle stazioni non è noto e le covarianze vengono sostituite con il valore zero.

Semplificazione sferica

Il modello di rappresentazione della terra impiegato dal software è un modello sferico, questa approssimazione è dovuta in quanto ipotesi alla base del teorema di Eulero. Tale semplificazione comporta una differenza tra la latitudine sferica e quella geodetica. La relazione tra le due si esprime come:

$$\varphi' = \tan^{-1}((1 - e^2) * \tan\varphi) \quad (47)$$

Dove φ' è la latitudine sferica, φ è la latitudine geodetica ed e rappresente l'eccentricità dell'ellissoide.

Per quantificare l'influenza dell'approssimazione a superficie sferica del modello occorre valutare la massima differenza tra la latitudine sferica e quella geodetica; questo può essere fatto annullando la derivata di primo grado dell'espressione di trasformazione. La massima differenza si verifica in corrispondenza delle latitudini di $\pm 45^\circ 5'$ ed è quantificabile in circa 21,4 km sulla superficie terrestre. Essendo questa latitudine vicina ai valori di latitudine delle stazioni italiane si è sentita la necessità di verificare quanto influisse questa approssimazione sui risultati.

Tramite uno script MATLAB creato ad hoc sono stati determinati i dati di input, posizioni e velocità, in coordinate sferiche. Si è quindi risolto il *problema inverso* sia in termini di latitudine geodetica che di latitudine sferica.

Polo	Lat. Geodetiche φ (°)	Lat. Sferiche φ' (°)	Variazione %
LAT(°)	41,3886	41,2045	1,2
LONG(°)	3,541	3,5857	0,44

Tabella 7 – Posizione del polo euleriano per il set di stazioni italiane usando come input alternativamente latitudini sferiche o geodetiche.

Il confronto tra i risultati ottenuti è riportato in Tabella 7, dove si può osservare come l'approssimazione non comporti significativi cambiamenti nel calcolo della posizione del polo.

Calcolo del polo euleriano nel caso di RDN

Il software EPC è stato impiegato nel caso delle stazioni di RDN precedentemente selezionate, riportate in Figura 40, per valutare la posizione del polo della rete, in modo da ottenere i tre

parametri necessari per la definizione di un sistema di riferimento dinamico più stabile rispetto all'ETRF2000 nel quale sono espresse le velocità dei siti usate come input.

Una volta valutata la posizione del polo euleriano, è possibile applicare i tre parametri che lo identificano allo stesso set di stazioni utilizzate come input, quindi calcolare le velocità con cui si muovono i siti rispetto alla placca rigida descritta dal moto del polo stesso. Tanto più queste nuove velocità residue saranno piccole, quanto più il nuovo sistema di riferimento calcolato sulla "placca italiana" risulterà essere stabile.

Si è quindi proceduto a determinare la posizione del polo euleriano grazie al software EPC, risolvendo quindi il così detto "problema inverso", applicando poi i parametri così determinati alle coordinate degli stessi siti di RDN, risolvendo il "problema diretto", e determinando per differenza i nuovi vettori di velocità residua.

Ricordando che lo scopo della procedura è quello di ridurre il modulo delle velocità residue planimetriche, in quanto EPC non fornisce informazioni riguardo la componente in quota, sono state combinate le componenti planimetriche delle velocità residue ottenute nel nuovo sistema di riferimento:

$$v_{Plan}^{EPC} = \sqrt{(v_N^{EPC})^2 + (v_E^{EPC})^2} \quad (48)$$

Analogamente, per poter svolgere un confronto, sono state calcolati i moduli delle velocità residue rispetto all'ETRF2000 che costituiscono il dato iniziale del problema:

$$v_{Plan}^{ETRS} = \sqrt{(v_N^{ETRS})^2 + (v_E^{ETRS})^2} \quad (49)$$

Questi valori sono stati calcolati per ciascuna stazione di RDN utilizzata, e sono stati analizzati avendo presente che l'obiettivo principale è quello di limitare il più possibile le massime velocità residue. Il valore massimo di v_{Plan}^{ETRS} che si ha, relativo alla stazione di NOT1, è di circa 5 mm/anno rispetto all'ETRF2000, ed è la riduzione di tale velocità, e di quelle inizialmente simili, che maggiormente interessa. La diminuzione media delle velocità residue non è infatti un parametro così rilevante, soprattutto se questa derivasse da una forte diminuzione di quelle velocità che avevano già valori bassi rispetto al sistema originario.

Nella Tabella 8 sono riportati i valori percentuali di diminuzione delle velocità residue relative alle 20 stazioni che presentavano le velocità maggiori rispetto all'ETRF2000. I valori riportati sono stati calcolati come:

$$\Delta v_{Plan} = \frac{v_{Plan}^{ETRS} - v_{Plan}^{EPC}}{v_{Plan}^{ETRS}} * 100 \quad (50)$$

Stazione	Diminuzione Δv_{Plan}	Stazione	Diminuzione Δv_{Plan}
NOT1	9%	MOCO	55%
MRLC	40%	UGEN	73%
HMDC	15%	ISCH	57%
MATE	51%	RSTO	42%
AMUR	53%	SASA	73%
TERM	23%	FOGG	58%
FASA	61%	GIUR	79%
PALE	21%	CUCC	30%
TREB	62%	RSMN	33%
MSRU	53%	CAMP	5%
Media dei 10 Δv_{Plan} massimi	39%	Media dei 20 Δv_{Plan} massimi	45%

Tabella 8 – Valori percentuali di riduzione della velocità passando dal sistema ETRF2000 a quello ottenuto applicando a questo il moto del polo euleriano. Sono riportati i valori di Δv_{Plan} relativi alle 20 stazioni con le velocità iniziali massime.

Come si può vedere, il miglioramento ottenuto sulla stazione di NOT1 non è particolarmente rilevante, mentre considerando un numero via via maggiore di siti la diminuzione delle velocità residue aumenta. Il valore medio totale di Δv_{Plan} è paria al 24%.

Dal punto di vista grafico, si possono vedere in Figura 43 i vettori di velocità residua espressi nei due sistemi di riferimento considerati, ovvero rispetto all' ETRF2000 (vettori blu) ed al nuovo sistema di riferimento ottenuto dall'applicazione del polo euleriano all'ETRS (vettori verdi). I vettori rossi rappresentano le velocità calcolate risolvendo il "problema diretto" applicando i parametri di moto del polo euleriano.

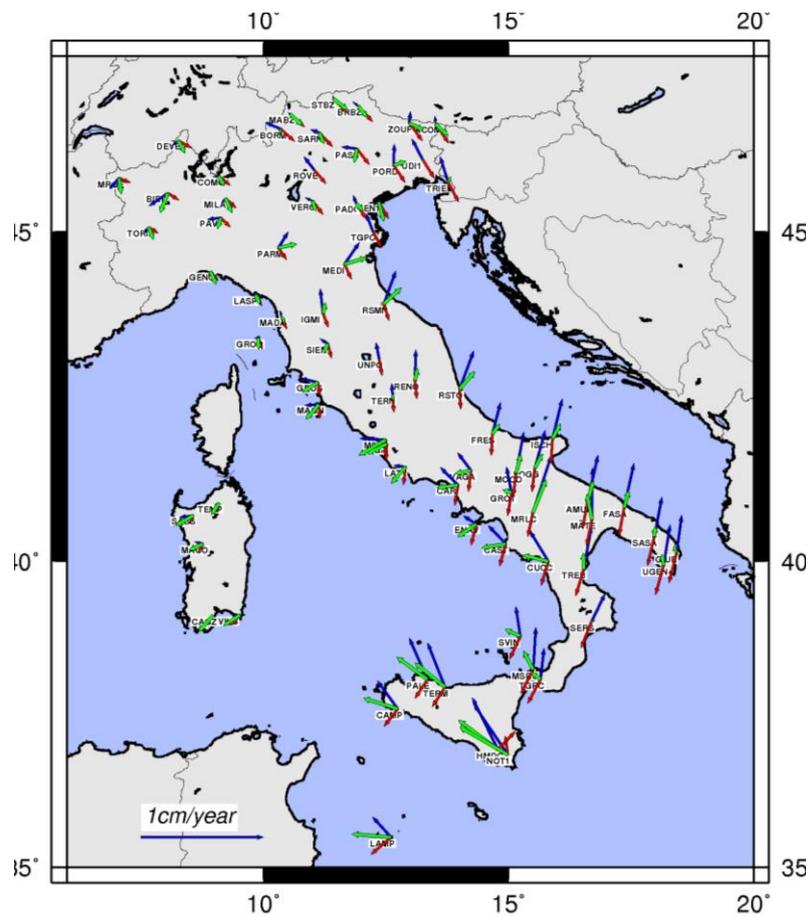


Figura 43 – Per ogni stazione sono riportate in blu le velocità residue rispetto all'ETRS ed in verde quelle espresse nel nuovo sistema di riferimento. I vettori rossi rappresentano l'effetto del moto del polo Euleriano calcolato con EPC.

Come si può notare, in alcune aree si ha una fortissima diminuzione delle velocità residue, in particolare nel meridione della penisola, mentre in altre, come le isole, la diminuzione del modulo dei vettori è quasi trascurabile.

3.2.2. Approccio mediante 14 parametri di Helmert

Un secondo approccio è stato seguito nel tentativo di ottenere un sistema di riferimento maggiormente vincolato all'area italiana, rispetto all'ETRF2000, basandosi stavolta sulla trasformazione di Helmert. Anche in questo caso l'approccio è stato quello di determinare dei parametri di trasformazione che, una volta applicati all'ITRF2000, definiscono il nuovo sistema di riferimento.

La trasformazione di Helmert a 7 parametri (equazione 4 del capitolo 1) definisce il passaggio tra due sistemi di riferimento sotto le condizioni di similarità con variazione di scala, ciò significa che la forma della rete di punti non viene modificata ma solamente roto-traslata, a meno di una variazione di scala. Per determinare i 7 parametri di Helmert, incognite del problema, è necessario disporre di due set di coordinate tridimensionali. In particolare sono necessari almeno tre "punti doppi", che permettono di definire un numero di equazioni sufficienti, cioè 9 su un minimo di 7. La definizione dei 7 parametri avviene per mezzo di una compensazione in blocco con approccio ai minimi quadrati, per cui è opportuno disporre di un numero ben superiore ai 3 "punti doppi" minimi, in modo da consentire il rigetto di quelli che forniscono i residui maggiori (o meglio, non compatibili con gli errori casuali delle misure) a valle della trasformazione.

L'idea con la quale è stato implementato il calcolo dei 14 parametri di Helmert, ovvero dei 7 relativi ad una determinata epoca e delle loro 7 variazioni nel tempo, è stata quella di definire per ogni giorno i 7 parametri di trasformazione tra un sistema A ed uno B, per poi calcolare la variazione nel tempo di ciascun parametro come pendenza della retta di regressione della sua serie temporale.

Per ogni giorno è possibile definire la roto-traslazione con variazione di scala come:

$$X_A = (1 + s)R(X_B) + T \quad (51)$$

Dove:

- X_A, X_B sono le coordinate dei punti espresse nei due sistemi di riferimento A e B.
- $(1 + s)$ è il parametro di scala. In una rototraslazione a 7 parametri si assume che la deformazione sia la stessa in ogni direzione per cui è sufficiente un solo parametro di scala.
- R è la matrice di rotazione definita come:

$$\begin{bmatrix} 1 & \alpha_z & -\alpha_y \\ -\alpha_z & 1 & \alpha_x \\ \alpha_y & -\alpha_x & 1 \end{bmatrix}$$

dove $\alpha_x, \alpha_y, \alpha_z$ sono i coseni direttori, linearizzati in virtù dell'ipotesi di piccole variazioni di coordinate tra i due sistemi di riferimento, lecita operando in coordinate geocentriche.

- T è il vettore di traslazione tra le origini dei due sistemi di riferimento.

L'equazione sopra riportata, scritta in forma estesa per l'i-esimo dei "punti doppi" produce un sistema del tipo:

$$\begin{cases} X_A^i = t_x + (1 + s)X_B^i + \alpha_z Y_B^i - \alpha_y Z_B^i \\ Y_A^i = t_y - \alpha_z X_B^i + (1 + s)Y_B^i - \alpha_x Z_B^i \\ Z_A^i = t_z + \alpha_y X_B^i - \alpha_x Y_B^i + (1 + s)Z_B^i \end{cases} \quad (52)$$

Il sistema nel suo complesso viene scritto, in forma contratta, come:

$$B\delta_H = f + v \quad (53)$$

Dove B è la matrice disegno, δ_H è il vettore 7×1 dei parametri di trasformazione incogniti, f è il vettore dei termini noti, in questo caso le coordinate dei punti doppi. Il sistema viene risolto attraverso la nota espressione:

$$\delta_H = (B^T P B)^{-1} (B^T P f) \quad (54)$$

Se definiamo B come il sistema di riferimento di partenza ed A come quello di arrivo, allora, applicando i 7 parametri così calcolati alle coordinate espresse nel sistema di riferimento di partenza X_B , si otterranno delle coordinate espresse nel sistema di arrivo A , ma diverse da quelle X_A che hanno definito la trasformazione.

Supponiamo ora che il sistema di riferimento A al quale si vuole arrivare sia perfettamente stabile nel tempo, per cui le coordinate X_A non variano nel tempo, mentre il sistema di riferimento B abbia una sua evoluzione nel tempo, per cui $X_B(t)$. Definendo per ogni giorno la trasformazione di Helmert tra i due sistemi si otterranno per ogni giorno 7 parametri diversi.

Per definire la trasformazione tra i due sistemi nel tempo con un numero di parametri limitato, quindi non 7 diversi ogni giorno, si possono definire le variazioni nel tempo di ciascun parametro analizzando la serie temporale di questo e calcolando la pendenza della sua retta di regressione. Così facendo si determinano 7 ulteriori parametri sufficienti a definire nel tempo la trasformazione tra i due sistemi di riferimento.

Calcolo della trasformazione di Helmert a 14 parametri per i siti RDN

È stata quindi implementata in MATLAB una procedura ad hoc che permettesse il calcolo dei 7 parametri di trasformazione per ogni giorno. Questi sono stati calcolati considerando come punti doppi i siti di RDN precedentemente selezionati, come sistema di riferimento B di partenza l'ETRF2000, e come sistema stabile A di arrivo l'ETRF2000 all'epoca 2008.0. In pratica sono state confrontate giorno per giorno le coordinate della retta di regressione di ciascun sito, espresse appunto nell'ETRF2000 e variabili nel tempo, con le corrispondenti coordinate di riferimento nel sistema di riferimento italiano definito da RDN e precedentemente calcolate.

Una volta determinati i parametri di trasformazione giornalieri è stata calcolata la retta di regressione di ogni parametro singolarmente, definendone la variazione nel tempo. I 14 parametri così calcolati sono riferiti all'epoca 2008.0, le unità di misura dei parametri sono rispettivamente *metri* e *metri/anno* per traslazioni e velocità di traslazione, mentre sono *Mas* (millisecondi di arco) e *Mas/anno* per rotazioni e velocità di rotazione, la scala, e la sua velocità sono numeri puri.

Ottenuti i parametri, questi sono stati applicati alla rete analizzata, in particolare alle coordinate espresse nel sistema di riferimento ETRF2000, con una trasformazione concettualmente identica a quella operata tra ITRF2008 ed ETRF2000 applicando i 14 parametri forniti dall'EUREF.

$$X(t)_{IT} = P(t) X(t)_{ETRS} \quad (55)$$

Dove $X(t)_{IT}$ sono le coordinate dei siti RDN selezionati, alla generica epoca t , espresse nel nuovo sistema di riferimento, mentre $X(t)_{ETRF}$ sono le coordinate all'epoca t nel sistema di partenza ETRF2000. $P(t)$ sono i 7 parametri di trasformazione, definiti a partire dai 14 appena descritti con una relazione del tipo della (5) :

$$P(t) = P(2008.0) + \dot{P}(t - 2008.0) \quad (56)$$

Una volta eseguita la trasformazione sono stati calcolati i nuovi vettori di velocità residua dei siti analizzati, espressi quindi nel nuovo sistema di riferimento, e sono stati calcolati i moduli delle velocità planimetriche al pari di quanto fatto nel precedente test:

$$v_{Plan}^{Helmert} = \sqrt{(v_N^{Helmert})^2 + (v_E^{Helmert})^2} \quad (57)$$

Questi sono stati nuovamente confrontati con quelli espressi in ETRF2000 determinando le riduzioni percentuali delle velocità residue:

$$\Delta v_{Plan} = \frac{v_{Plan}^{ETRS} - v_{Plan}^{Helmert}}{v_{Plan}^{ETRS}} * 100 \quad (58)$$

Anche in questo caso interessa valutare la riduzione delle velocità residue inizialmente maggiori, per cui in Tabella 9 sono riportati esplicitamente i valori relativi alle 20 stazioni permanenti che presentavano le velocità residue maggiori rispetto all'ETRF2000. La riduzione della velocità di NOT1 in questo caso è rilevante, anche se risultati ancora migliori si ottengono per altri siti che presentavano velocità iniziali simili. In questo caso la riduzione valutando la riduzione media sulle 10 stazioni inizialmente più problematiche si ha un miglioramento del 51%, a fronte di un miglioramento medio sull'intera rete del 15%.

Stazione	Diminuzione Δv_{Plan}	Stazione	Diminuzione Δv_{Plan}
NOT1	29%	MOCO	47%

MRLC	38%	UGEN	79%
HMDC	38%	ISCH	61%
MATE	63%	RSTO	-6%
AMUR	49%	SASA	64%
TERM	47%	FOGG	47%
FASA	56%	GIUR	78%
PALE	44%	CUCC	65%
TREB	64%	RSMN	-1%
MSRU	86%	CAMP	22%
Media dei 10 Δv_{Plan} massimi	51%	Media dei 20 Δv_{Plan} massimi	48%

Tabella 9 – Valori percentuali di riduzione della velocità passando dal sistema ETRF2000 a quello ottenuto applicando a questo i parametri di Helmert. Sono riportati i valori di Δv_{Plan} relativi alle 20 stazioni con le velocità iniziali massime.

Si riporta in Figura 44 la rappresentazione grafica delle velocità originali in ETRF2000 (blu) e delle velocità residue rispetto al sistema di riferimento vincolato all'area italiana (verde).

Si osserva come le stazioni situate nel sud della penisola presentino delle velocità residue evidentemente ridotte a valle del cambio di sistema di riferimento, mentre nel nord si ha il fenomeno contrario, per cui nel complesso le velocità residue ottenute risultano più omogenee tra loro di quanto non lo fossero inizialmente.

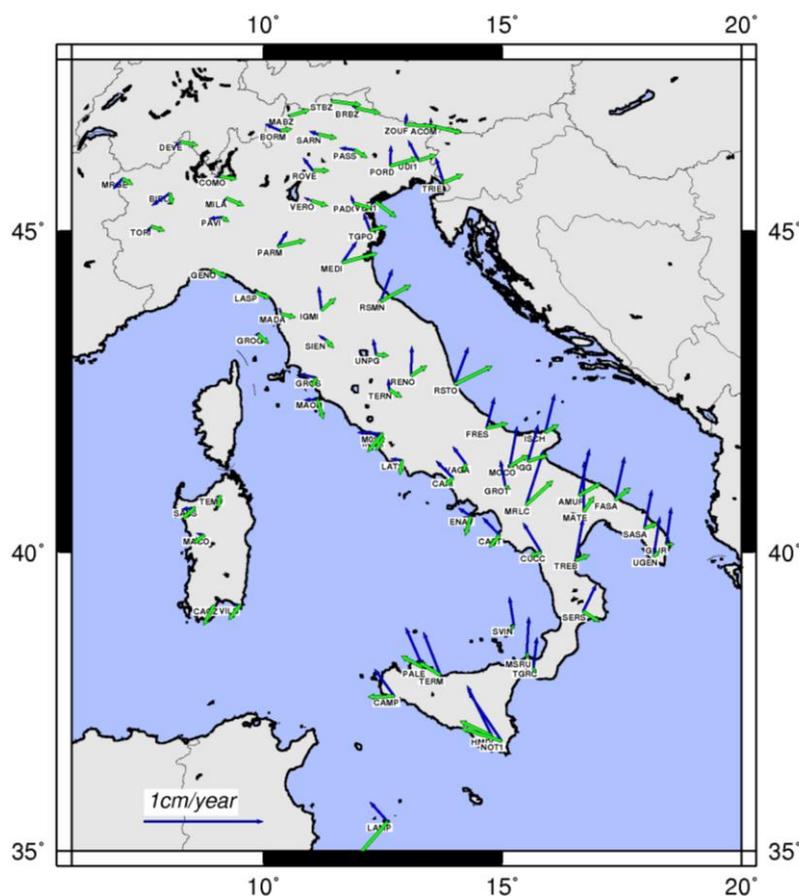


Figura 44 – Per ogni stazione sono riportate in blu le velocità residue rispetto all’ETRS ed in verde quelle espresse nel nuovo sistema di riferimento, definito attraverso una trasformazione di Helmert a 14 parametri.

3.2.3. Comparazione dei risultati e discussione

Sono stati utilizzati due differenti approcci per definire un sistema di riferimento, dinamico, ma quanto più possibile vincolato all’area italiana. Lo scopo della ricerca è stato quello di individuare un sistema di riferimento per l’area italiana che sia più stabile di quello europeo, ovvero nel quale vengano ridotte le velocità residue, rendendole inoltre più omogenee possibile.

Per farlo è stato necessario definire un numero limitato di parametri di trasformazione, in modo che, da un lato, questi fossero facilmente applicabili in un procedimento generalizzabile come quello proposto dall’EUREF per il passaggio da ITRF_{yy} ad ETRF2000, e dall’altro la trasformazione non deformasse eccessivamente la rete e le variazioni delle coordinate fossero omogenee nel tempo.

Il primo approccio utilizzato è basato sul calcolo del moto del polo euleriano, che consiste nella definizione di soli 3 parametri di trasformazione. Tale, relativa, semplicità è consentita da

ipotesi di lavoro piuttosto forti quali l'indeforabilità della placca di cui si definisce il moto, la sfericità della superficie sulla quale avviene il moto e l'assenza di variazioni di quota.

Il secondo approccio è basato sulla determinazione dei 14 parametri che definiscono una roto-traslazione con variazione di scala di Helmert, e la sua evoluzione nel tempo. In questo caso le ipotesi di base sono meno vincolanti e si possono adattare meglio ad una rete che descrive le variazioni di coordinate di un territorio tutt'altro che rigido.

La sintesi dei risultati ottenuti, in termini di riduzione percentuale dei moduli dei vettori di velocità residua, è riportata in Figura 45. Come si può vedere il secondo approccio utilizzato è quello che conduce ai risultati migliori, sia in termini di massime riduzioni delle velocità dei punti che, soprattutto, in termini di riduzione delle velocità residue iniziali massime. Queste sono infatti quelle maggiormente critiche da gestire nelle applicazioni pratiche, quali quelle cartografiche, che necessitano della massima stabilità nel tempo delle coordinate di riferimento dei vertici rilevati.

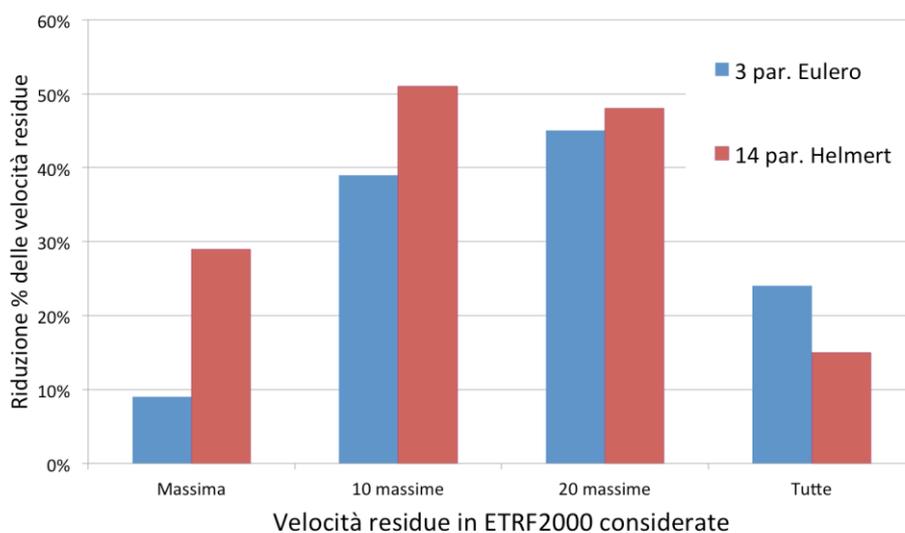


Figura 45 – Sintesi dei miglioramenti ottenuti in termini di stabilità delle coordinate nel tempo utilizzando i due diversi approcci descritti. Il grafico riporta la diminuzione percentuale del modulo dei vettori di velocità residua passando dall'ETRF2000 ad un sistema di riferimento ad hoc per l'area italiana.

L'approccio basato sui 14 parametri di Helmert porta ad una riduzione media delle velocità residue minore rispetto all'approccio basato sul calcolo del polo euleriano, questo però consente per contro di ottenere un campo di velocità residue più omogeneo sul territorio, oltre che minore nei suoi valori massimi. Questo aspetto si può ritrovare chiaramente anche osservando Figura 46, nella quale sono rappresentati i campi di velocità residue nei tre sistemi

di riferimento considerati in questo test. Come si vede nella Figura 46C, relativa al sistema di riferimento ottenuto dall'applicazione dei 14 parametri di Helmert, le velocità sono più omogenee di quanto non lo siano nella Figura 46B, in particolare osservando l'area siciliana e quella dei confini settentrionali.

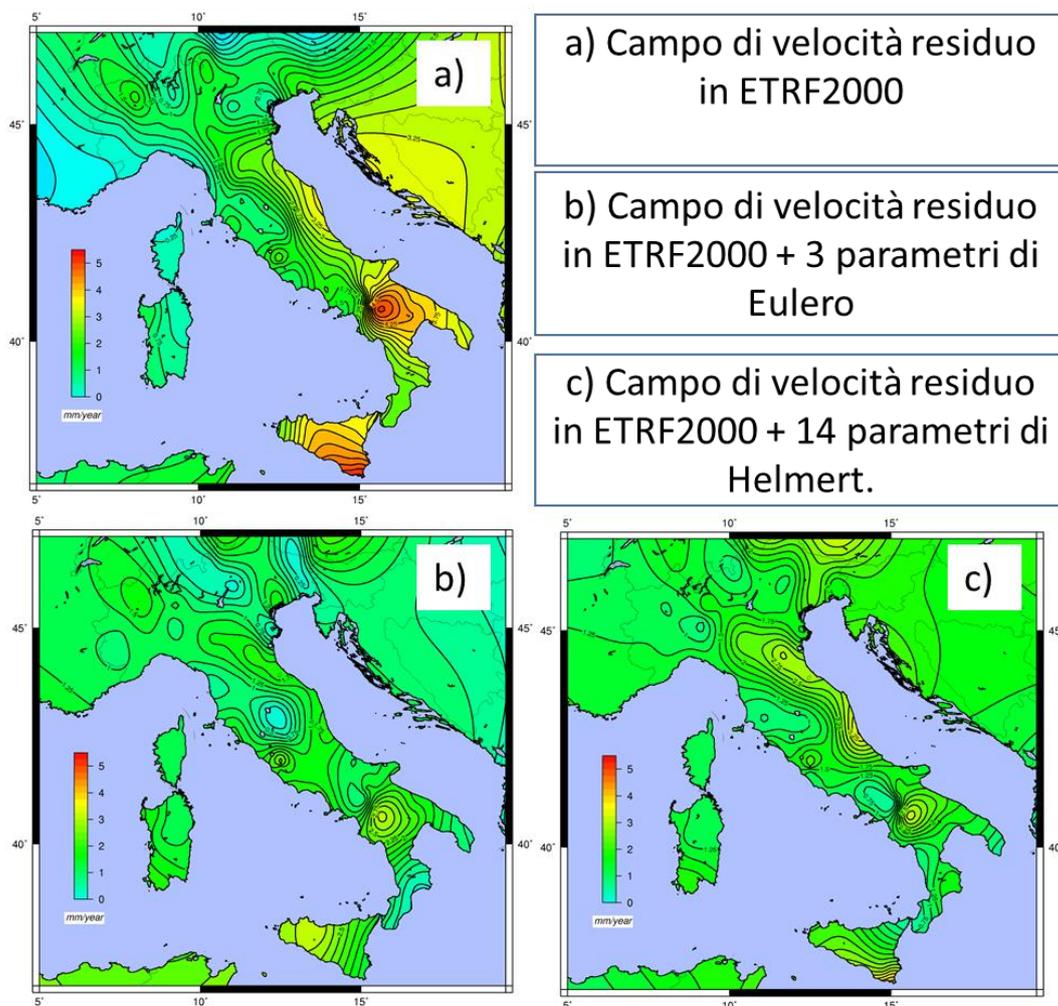


Figura 46 – Campo di velocità residuo espresso nei confronti dei tre diversi sistemi di riferimento considerati: ETRF2000 (C), ETRF2000 + 3 parametri di Eulero (B) ed ETRF2000 + 14 parametri di Helmert (C).

Questo test ha mostrato quale sia dei due approcci indagati quello più corretto da utilizzare, evidenziando però anche la difficoltà di ottenere risultati di entità paragonabile a quelli che si hanno passando dall'ITRS all'ETRS. Questo è ampiamente giustificato da due aspetti:

- Le velocità residue rispetto all'ETRF2000 sono già molto ridotte in valore assoluto rispetto a quelle relative all'ITRS.

- L'area analizzata non appartiene ad un'unica placca tettonica, come è invece l'Eurasia nella sua parte centrale, ed è quindi affetta da deformazioni che non possono essere descritte in modo semplice con un limitato numero di parametri.

Nonostante questo si ritiene che l'oggetto dello studio meriti ulteriori approfondimenti, eventualmente indagando approcci più evoluti per la definizione del nuovo sistema di riferimento dinamico nazionale. Si ritiene che qualche ulteriore miglioramento potrebbe essere ottenuto valutando diversi set di dati di input, quindi considerando serie temporale selezionate tra un numero maggiore di stazioni permanenti, possibilmente della massima estensione temporale e consistenza.

Un approccio alternativo, che avrebbe probabilmente prodotto velocità residue molto più contenute, poteva passare attraverso una prima *clusterizzazione* del territorio italiano in 3 o 4 macroregioni, calcolando i parametri di trasformazione per ogni singolo cluster per poi omogeneizzarli attraverso un grigliato regolare sull'intero territorio nazionale. Questo approccio pone però comunque dei problemi rilevanti, sia nella corretta definizione dei bordi di ciascun cluster, sia nella gestione delle distorsioni significative che si avrebbero nelle aree di confine.

4. IL PPP PER APPLICAZIONI DI NATURA TECNICA

Il soggetto di questo capitolo è l'approccio di calcolo Precise Point Positioning, analizzato in questo caso da un punto di vista diverso da quello dei precedenti capitoli, in cui tale approccio di calcolo è stato applicato a studi sui sistemi di riferimento. Nei lavori descritti in precedenza il PPP è stato scelto come approccio di calcolo per via dei consolidati vantaggi che esso offre rispetto al più classico approccio differenziato.

Con il lavoro che si va ora a descrivere, si è cercato di valutare quali potrebbero essere le prestazioni del PPP in contesti nei quali, fino ad oggi, viene utilizzato esclusivamente l'approccio differenziato alle osservabili GNSS. Ci si riferisce a quei contesti tecnici in cui la priorità del rilievo non è quella di determinare con la massima accuratezza e precisione la posizione di un punto, magari acquisendo serie temporali di dati, bensì quella di ottenere le coordinate dei punti misurati in tempi più ridotti possibili, con la minore strumentazione possibile, in modo accurato ed affidabile.

Come già anticipato nel capitolo introduttivo, per quanto riguarda l'approccio differenziato l'accuratezza delle soluzioni dipende fortemente da due parametri principali: la lunghezza della *baseline* ed il tempo di osservazione. L'accuratezza migliora al diminuire della distanza tra i punti ed all'aumentare dei tempi di osservazione. Come dimostrato da (Soler et al. 2006) il secondo aspetto ha un'importanza molto maggiore del primo, in particolare se si considerano *baseline* di lunghezze comprese entro i circa 26 km e orbite precise ricalcolate dall'IGS. In particolare, per *baseline* di pochi km è possibile ottenere delle precisioni di ordine centimetrico anche con tempi di osservazione inferiori ad un'ora. Per questo motivo l'approccio differenziato, in particolare se implementato con tecniche RTK o NRTK, è quello diffusamente utilizzato per rilievi di natura tecnica.

Nel PPP le distanze relative tra i punti misurati non influenzano le precisioni ottenibili, per cui l'unico parametro fortemente impattante sui risultati è il tempo di osservazione. Come dimostrato nel precedente capitolo, calcolando file RINEX contenenti 24h di osservazioni le precisioni e le accuratezze ottenute dal PPP sono di ordine sub-centimetrico. In questo lavoro si sono quindi volute indagare le prestazioni, sia in termini di precisione che di accuratezza, di questo approccio di calcolo quando si dispone di tempi di osservazione minori, in particolare di 12, 6, 3, ore, 1 ora e mezzora.

L'argomento è già stato trattato da vari autori, tra i quali:

- Héroux et al. (2004) nel suo lavoro individuò in 90 minuti il tempo di osservazione minimo necessario ad una soluzione PPP per convergere a meno di 10 cm dalla soluzione “vera”.
- Gandolfi et al. (2005): basando il test su un data-set composto da 3 anni di dati provenienti da una stazione permanente montata in Antartide, e su 6 mesi di dati provenienti da stazioni permanenti italiane. In questo caso venne utilizzata a versione 4 del software PPP GIPSY, nella quale non era ancora implementata la risoluzione delle ambiguità iniziali di fase. Le precisioni trovate furono decimetriche per tempi di osservazione di un’ora, e sotto a 2 centimetri per osservazioni di almeno 3 ore.
- Ghoddousi-Fard e Dare (2006) trovarono precisioni di ordine sub-decimetrico per tempi di osservazione di un’ora, raggiungendo precisione id ordine centimetrico per file di almeno 4 ore di dati.
- Soycan et al. (2011) hanno svolto test per tempi di osservazione compresi tra le 3 e le 24 ore, su 7 giorni di dati provenienti da 60 stazioni, trovando risultati del tutto in linea con quelli di questo test.

Rispetto agli altri test svolti, nel lavoro qui presentato sono stati elaborati una quantità molto maggiore di dati, provenienti dalle 14 stazioni permanenti della rete EPN già presentate nel capitolo precedente per l’intero anno 2013. Inoltre, differenza che per il test del 2005, oggi il software PPP GIPSY consente la risoluzione delle ambiguità iniziali di fase. Si sono quindi voluti verificare anche i benefici dovuti a questa possibilità in relazione al tempo di osservazione, tenendo a mente che la risoluzione dell’ambiguità non è l’unica evoluzione che ha riguardato il PPP negli ultimi dieci anni.

4.1. Preparazione del data-set e calcolo PPP

Al fine di avere un campione di dati consistente si è deciso di analizzare un anno di dati, il 2013, prodotti dalle 14 stazioni permanenti della rete EPN già presentate nel capitolo precedente e riportate in Figura 22.

Per simulare sessioni di misura con tempi di osservazione inferiori alle 24 ore sono stati splittati i file RINEX giornalieri, contenenti dati a 30 secondi, in sotto-file di diversa lunghezza, calcolati poi autonomamente gli uni dagli altri. In particolare, usando il software TEQC

(<https://www.unavco.org/software/data-processing/teqc/teqc.html>) ciascun RINEX di 24 ore è stato diviso in:

- 2 file contenenti 12 ore di osservazioni;
- 4 file contenenti 6 ore di osservazioni;
- 8 file contenenti 3 ore di osservazioni;
- 24 file contenenti 1 ora di osservazioni;
- 48 file contenenti 30 minuti di osservazioni.

Questa operazione è stata eseguita su ciascun RINEX giornaliero del dataset considerato, producendo una notevole mole di dati, sintetizzati in Tabella 10.

Per ogni stazione GNSS	
Tempo di osservazione	n. di file RINEX
24 hours	365
12 hours	730
6 hours	1460
3 hours	2920
1 hour	8760
½ hour	17520

Tabella 10 – Riassunto del numero di file RINEX generati per ciascuna delle 14 stazioni GNSS analizzate a seguito del processo di divisione dei dati a 24 ore.

Ciascuno di questi file RINEX è stato calcolato con approccio PPP utilizzando il software GIPSY-OASIS II nella versione 6.3. Le opzioni di calcolo utilizzate sono le medesime già descritte nel paragrafo 2.1.1, e tutte le soluzioni sono state inquadrate nel frame Igb08 utilizzando i parametri di trasformazione globali contenuti negli *x-files* forniti dal JPL.

In questo caso non si è ritenuto opportuno utilizzare l'approccio di inquadramento regionale descritto nel capitolo precedente per due ordini di motivi:

- l'inquadramento in IGB08 con file di trasformazione regionali, invece che globali, ha un impatto sulle soluzioni di un ordine di grandezza millimetrico. Come da premessa, in questo caso si vogliono valutare applicazioni in cui non si cerca l'accuratezza massima raggiungibile dai sistemi GNSS, per cui non è il millimetro a fare la differenza nella valutazione dei risultati;
- si vogliono qui valutare le prestazioni del PPP così come esso può essere utilizzato in un qualunque scenario, anche in aree remote nelle quali non siano presenti stazioni permanenti. Si rammenta che proprio in questi casi alcuni aspetti peculiari del PPP possono rendere questa tecnica vantaggiosa rispetto alle altre.

Sono stati quindi calcolati circa 445000 file RINEX, ottenendo per ciascuno una soluzione espressa in coordinate geocentriche riferite al frame IGB08.

4.2. Analisi delle soluzioni PPP

Per poter valutare la consistenza rispetto al frame di riferimento delle soluzioni PPP, sono stati calcolati i residui rispetto alle soluzioni formali indicate nel file EPN_A_IGB08.SNX. Al fine invece di valutare la ripetibilità delle misure, si è usato come riferimento un modello della posizione di ciascun punto. Questo è stato stimato considerando sia il trend lineare che i movimenti periodici, in modo che questi ultimi non inficiassero la stima della dispersione delle misure.

Nel dettaglio, la procedura di post-analisi adottata consiste innanzi tutto nel trasformare sia le coordinate geocentriche delle soluzioni PPP, sia quelle di riferimento del file SINEX, in un sistema di riferimento geodetico locale, relativo a ciascuna delle stazioni analizzate. Definendo $S_{kj}^*(t)$ il valore della componente geodetica locale (k) della soluzione (j) all'epoca t , con $k =$ Nord, Est, Up, $j = 1 \dots m$ con m numero di soluzioni, sono stati calcolati gli scarti rispetto RF come:

$$S_{kj}(t) = S_{kj}^*(t) - REF_{kj}(t) \quad (59)$$

dove $REF_{kj}(t)$ rappresenta il valore di riferimento della componente geodetica k .

Il modello di spostamento di ciascun punto è stato calcolato considerando esclusivamente le soluzioni più accurate, ovvero quelle relative a file RINEX di 24 ore, per un periodo di tre anni,

dal 2012 al 2014 compresi, in modo stimare meglio le periodicità. Ancora una volta sono stati utilizzati il periodogramma di Lomb-Scargle ed una procedura ai minimi quadrati per determinare i modelli $mod_k(t)$ come:

$$mod_k(t) = q_k + t(j) * m_k + \sum_{i=1}^5 [A_{ki} \sin(2\pi f_{ki} * t) + B_{ki} \cos(2\pi f_{ki} * t)] \quad (60)$$

dove f_{ki} sono le frequenze individuate dal LSP, m_k e q_k sono il coefficiente angolare e l'intercetta della retta di regressione, ed infine A_{ki} e B_{ki} rappresentano i coefficienti delle onde sinusoidali i -esime.

Sono quindi stati calcolati i residui rispetto a tali modelli per ciascun tipo di soluzione PPP, cioè per ciascun tempo di osservazione considerato, come:

$$v_{kj} = S_{kj}(t) - mod_k(t) \quad (61)$$

Questi valori residui v_{kj} verranno nel seguito considerati come il valore "vero" dell'errore commesso in ciascuna singola misura, per cui saranno l'oggetto principale dell'analisi dei risultati. A questi valori verranno confrontati quelli dell'errore formale che GIPSY stima per ciascuna soluzione, di seguito chiamato σ_{ppp} , che è l'unica stima disponibile dell'accuratezza di un singolo calcolo PPP in assenza di una serie temporale di dati che costituisca una statistica.

4.3. Risultati del test e discussione

Il primo aspetto che si è voluto valutare è se la riduzione del tempo di osservazione introduca o no un *bias* nell'allineamento delle soluzioni rispetto al frame di riferimento formale IGb08. Sono quindi state calcolate le medie dei residui rispetto alle soluzioni di riferimento, ovvero le medie di S_{kj} , per ogni stazione ed in ogni componente. Tali valori, mediati sulle 14 stazioni per ottenere una statistica generale, sono riportati in Tabella 11.

Tempo di osservazione	Media dei residui S_{kj} rispetto alle soluzioni formali IGb08. (mm)		
	N	E	U
½ h	2,7	13,0	6,7

1 h	2,4	3,7	5,6
3 h	2,5	1,0	4,8
6 h	2,5	0,8	4,9
12 h	2,7	0,9	4,7
24 h	2,8	0,9	4,6

Tabella 11 – Valori medi dei *bias* tra le soluzioni PPP calcolate per i diversi tempi di osservazione e le soluzioni formali del frame IGB08.

Osservando i residui per i tempi di osservazione più lunghi, dalle 3 ore in su, si può dire che questi siano del tutto in linea rispetto a quelli riportati nel capitolo precedente. Il fatto che i valori siano leggermente superiori a quelli riportati in Tabella 3 è da imputare al frame di riferimento stesso: nel caso precedente sono stati analizzati dati relativi ad un periodo a cavallo dell'epoca in cui è stato calcolato e pubblicato il RF (2007-2012) mentre in questo caso i dati sono relativi al 2013, quindi successivi a quelli che hanno concorso alla definizione del frame stesso. Come già accennato nel capitolo 1, la definizione di un RF ha una vita utile limitata, ed in qualche misura tende a perdere di accuratezza allontanandosi nel tempo dalla sua epoca di definizione.

Osservando i valori dei *bias* relativi ai tempi di osservazione inferiori, un ora e mezzora, si vede come questi siano leggermente superiori, se pur di ordine centimetrico, ma questo dato va analizzato anche in relazione alla maggiore dispersione di tali soluzioni. Per definire "accurate" le soluzioni è infatti necessario che la deviazione standard della media campionaria sia compatibile col *bias* rispetto al valore di riferimento.

Nella Figura 47 si riporta invece un esempio di serie temporali dei residui v_{kj} calcolati rispetto al modello di spostamento $mod_k(t)$ relativo alla stazione di WTZR. In questa figura appare evidente come le soluzioni relative ai tempi di osservazione minori siano maggiormente disperse rispetto alle altre. Si può però notare come tutte le soluzioni, per quanto disperse, siano centrate rispetto al valore zero, ovvero al modello di riferimento. Ricordando che tale modello è calcolato sulla base delle soluzioni relative ai file di 24 ore, che a loro volta hanno un *bias* rispetto all'IGB08 di ordine millimetrico, si può dire che le soluzioni riportate in Figura 47 siano centrate anche rispetto al frame di riferimento.

L'altro aspetto che appare evidente osservando Figura 47 è che, in particolare per le soluzioni relative ai RINEX di mezzora, ne esistano un certo numero che hanno un residuo vicino al mezzo metro o anche più. Ci si è chiesti per prima cosa se è possibile individuare tali soluzioni

osservando l'errore formale fornito dal software, per poi valutare quante siano percentualmente le soluzioni così sbagliate.

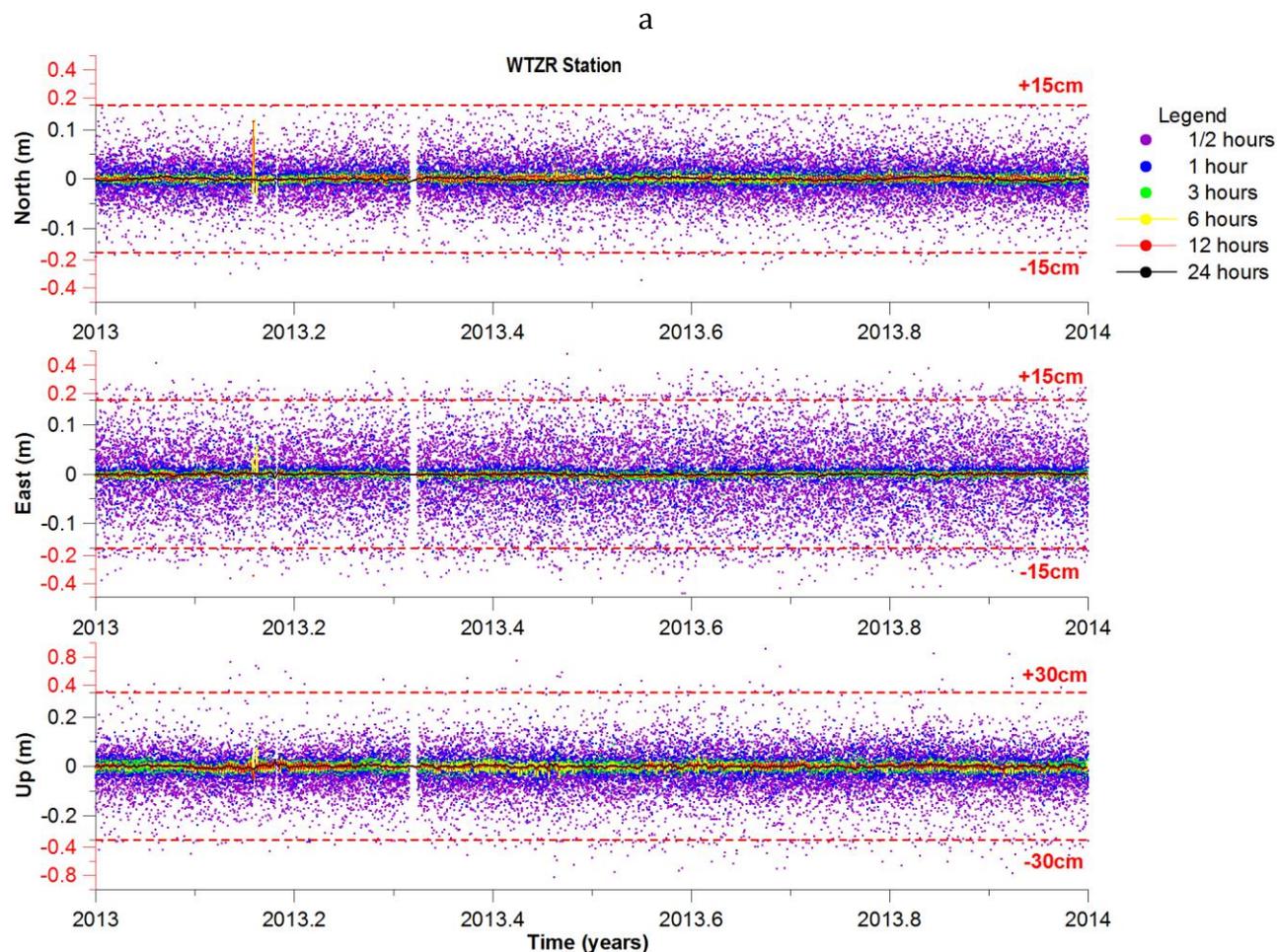


Figura 47 – Sovrapposizione delle serie temporali dei residui v_{kj} , per i diversi tempi di osservazione, relativi alla stazione WTZR.

4.3.1. Analisi degli outliers

Per definire quale sia il valore di soglia oltre il quale una soluzione possa essere definita un *outlier*, qualora si disponga di serie temporali di dati, è possibile utilizzare un approccio statistico iterativo come quello definito nel capitolo precedente. In questo caso però ci si pone dal punto di vista di un eventuale tecnico che compie una singola misura GNSS, elaborando poi i dati con approccio PPP, e dispone pertanto del solo errore formale fornito dal software di calcolo per valutare la qualità della soluzione ottenuta.

È quindi necessario definire un valore oltre al quale le soluzioni si debbano considerare “sbagliate” e quindi da rigettare, e questo dipenderà ovviamente dall’applicazione che si vuole

fare delle misure svolte. Per questo test è stata quindi fatta la scelta, del tutto arbitraria, di assumere come “sbagliate” tutte le soluzioni con un residuo superiore ai 30 centimetri.

Fatto questo assunto, un tecnico che dispone dell’errore formale σ_{ppp} , per essere “certo” che la sua soluzione cada all’interno dei 30 cm di errore, dovrebbe assicurarsi che il valore di σ_{ppp} della sua soluzione sia inferiore ai 10 cm, in quanto statisticamente quasi il 100% dei valori di una distribuzione normale cadono all’interno di tre volte lo scarto quadratico medio della distribuzione stessa.

Tempo di oss.	AJAC	GENO	GRAS	GRAZ	M0SE	MATE	NOT1	ORID	PRAT	TORI	UNPG	WTZR	ZIMM	ZOUF	Valori medi
24 h	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12 h	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
6 h	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1
3 h	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.0	0.2
1 h	0.0	2.3	0.0	0.1	0.2	1.0	13.5	0.0	0.1	0.9	0.1	0.1	0.0	0.1	1.3
½ h	41.3	86.0	45.3	33.8	39.0	73.0	88.7	43.7	65.6	76.4	55.8	28.7	44.5	55.8	55.5

Tabella 12 – Percentuali di *outliers* identificabili osservando l’errore formale σ_{ppp} , in questo caso aventi un valore di σ_{ppp} superiore ai 10 cm.

Osservando la Tabella 12 si vede come la percentuale di *outliers* sia praticamente nulla per tempi di osservazione superiori alle 3 ore, mentre per i RINEX di un ora questa raggiunga l’1%. La percentuale di soluzioni sbagliate, secondo il criterio arbitrario assunto in questo test, diventa invece importante per i RINEX di mezzora, che solo nella metà circa dei casi forniscono errori accettabili.

Si può inoltre notare che la stazione di NOT1 sia caratterizzata da soluzioni di peggiore qualità, identificabili però attraverso l’errore formale. Non è nota la causa di tale comportamento della stazione di Noto, anche se è risaputo che questa abbia dei problemi che effettivamente ne condizionano il funzionamento ottimale.

Gli *outliers* così individuati per mezzo dell’errore formale sono stati rimossi dalle serie temporali dei residui v_{kj} . Ci si è quindi chiesti se tra le soluzioni restanti, che si sarebbe portati a ritenere affidabili, ce ne fossero ancora alcune affette da un errore superiore ai 30 cm, non evidenziato statisticamente dall’errore formale. Sono stati quindi valutati i residui v_{kj} , quindi “veri errori” di ciascuna soluzione, ed in Tabella 13 vengono riportate le percentuali di questi che hanno un valore superiore ai 30 cm.

Obs. time	AJAC	GENO	GRAS	GRAZ	MOSE	MATE	NOT1	ORID	PRAT	TORI	UNPG	WTZR	ZIMM	ZOUF	Mean Value
1 h	0.2	1.0	0.1	0.1	0.2	0.6	1.2	0.1	0.5	0.4	0.3	0.0	0.2	0.3	0.4
½ h	0.4	0.8	0.4	0.3	0.4	0.3	0.3	0.3	0.8	0.7	0.3	0.4	0.2	0.9	0.4

Tabella 13 – Percentuali di *outliers* non identificabili attraverso l'errore formale, ovvero che presentano un residuo superiore ai 30 cm nonostante un errore formale inferiore o uguale ai 10 cm.

Sono stati riportati solamente i valori relativi ai file RINEX di un ora e di mezzora, in quanto per i tempi di osservazione più lunghi le percentuali sono nulle per tutte le stazioni. Anche in questo caso la stazione più problematica è quella di NOT1, mentre mediamente solo nello 0,4% dei casi l'errore formale σ_{PPP} non si è rivelato affidabile nell'individuazione degli *outliers*.

Anche le soluzioni così individuate come sbagliate sono state quindi eliminate dalle serie temporali dei residui v_{kj} , che sono quindi stati analizzati con maggior dettaglio per determinare quali siano le precisioni del PPP per le soluzioni ritenute accettabili.

4.3.2. Precisioni del PPP in funzione del tempo di osservazione

Per ogni serie temporale dei residui "puliti" dagli *outlier* è stato quindi calcolato lo scarto quadratico medio di questi, ed i risultati sono riportati in Tabella 14.

La precisione delle soluzioni PPP si confermano su valori millimetrici per i tempi di osservazione più lunghi, mentre cominciano a calare sensibilmente considerando file RINEX inferiori alle 3 ore. Per file di un ora le precisioni rimangono comunque contenute entro i 5 cm, almeno in planimetria, mentre per quelli di mezzora le precisioni sono di ordine sub-decimetrico.

SITO	24 ore			12 ore			6 ore			3 ore			1 ora			1/2 ora		
	σ_N	σ_E	σ_U															
AJAC	2	2	6	4	3	7	4	3	10	5	7	15	17	39	48	28	57	60
GENO	2	2	6	4	3	8	5	4	12	7	8	19	24	49	68	31	69	75
GRAS	3	2	5	4	4	6	5	6	10	7	10	16	16	35	44	27	55	61
GRAZ	2	2	5	3	2	6	4	4	9	5	6	12	16	33	40	33	66	67
MOSE	2	2	5	4	4	8	4	5	11	5	8	15	16	36	42	31	60	64
MATE	2	2	5	3	2	7	4	3	9	5	8	16	17	38	55	26	53	66
NOT1	2	3	8	4	5	11	6	8	18	8	13	26	21	49	70	24	61	65

ORID	2	2	6	5	5	11	5	5	12	6	10	16	14	32	41	22	50	54
PRAT	2	2	5	4	3	7	4	3	10	6	7	15	22	48	61	34	67	76
TORI	2	2	6	3	3	8	4	4	11	6	8	17	20	40	56	32	67	75
UNPG	2	2	5	4	11	11	4	4	10	6	6	14	18	37	49	29	60	66
WTZR	3	2	5	4	3	8	5	4	11	6	6	16	18	37	41	41	71	75
ZIMM	4	3	5	5	4	6	5	5	9	6	6	12	15	30	37	27	53	57
ZOUF	3	2	6	4	3	7	5	4	10	7	9	17	24	43	57	40	74	80
Valori medi	2	2	5	4	4	8	5	4	11	6	8	16	18	39	51	30	62	67

Tabella 14 – Scarti quadratici medi delle serie temporali dei residui v_{kj} , relativi alle soluzioni PPP ritenute accettabili a seguito della fase di individuazione degli *outliers*.

Bisogna però ricordare che le soluzioni relative ai file di mezzora qui valutate sono solamente la metà circa di quelle totali.

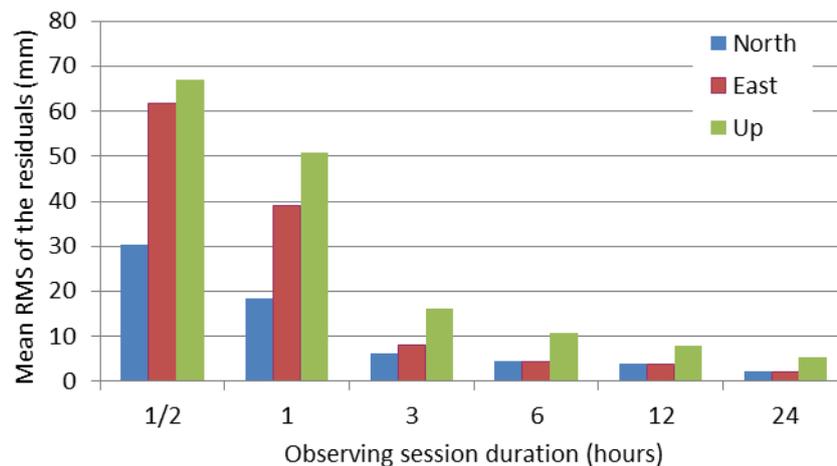


Figura 48 – Istogrammi degli scarti quadratici medi dei residui v_{kj} , mediati sulle 14 stazioni considerate.

Come si può notare anche nella Figura 48, che riassume i dati di precisione delle soluzioni PPP in funzione del tempo di osservazione, la componente Est risulta essere meno precisa di quella Nord, in particolare per quanto riguarda le soluzioni relative ai file più corti.

4.3.3. Valutazione dell'errore formale di una soluzione PPP come stimatore della reale precisione delle soluzioni.

Nel paragrafo 4.3.1 è stato mostrato come l'errore formale σ_{ppp} possa in effetti essere considerato come uno strumento affidabile nell'individuazione degli *outliers*. Ci si è quindi

chiesti se lo si possa ritenere anche uno strumento rappresentativo della reale precisione delle soluzioni PPP ottenute. Per valutare questo aspetto sono stati messi in relazione gli errori formali delle soluzioni “pulite” dagli *outliers* con i rispettivi residui v_{kj} . In Figura 49 sono riportati entrambe i valori in scala semi-logaritmica. Come si può notare una buona parte delle soluzioni giacciono all'esterno delle linee nere, che rappresentano i valori di $3\sigma_{ppp}$, ovvero quella soglia all'interno della quale si dovrebbero trovare il 99,9 % delle soluzioni nel caso in cui l'errore formale rappresentasse perfettamente la reale precisione delle soluzioni.

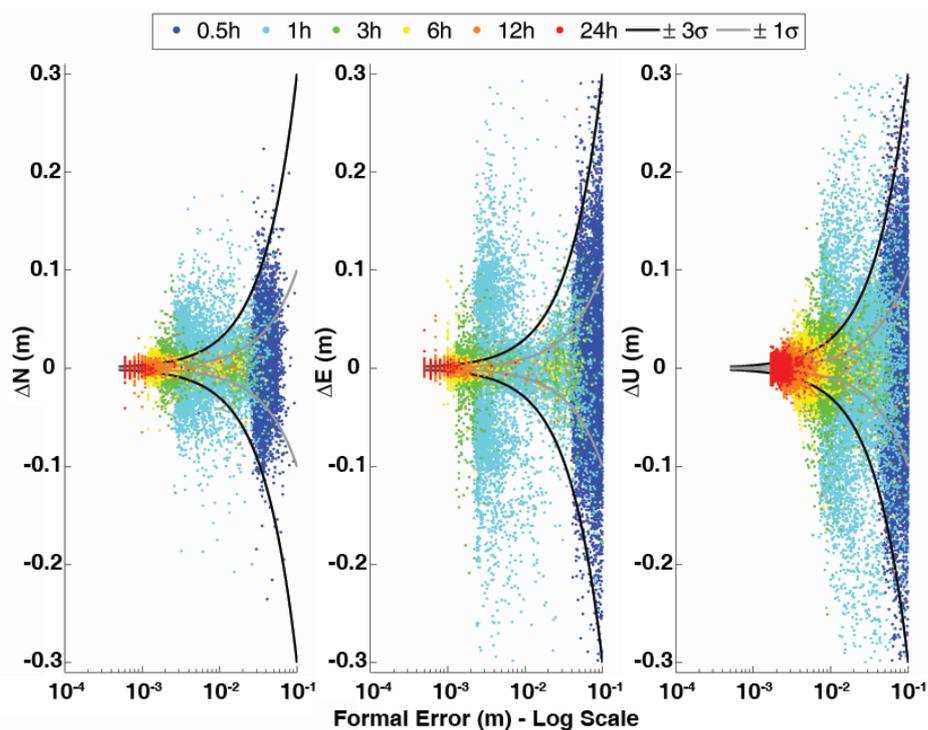


Figura 49 – Rappresentazione dei residui v_{kj} , in ascissa, in funzione degli errori formali σ_{ppp} , in ordinata logaritmica. Le linee grigie rappresentano i valori di ascissa pari a σ_{ppp} , mentre quelle nere rappresentano i valori di $3\sigma_{ppp}$.

Nell'immagine non è percepibile la densità di punti rappresentati, per cui sono state calcolate le percentuali delle soluzioni che giacciono all'esterno delle linee nere, ovvero quelle per le quali l'errore reale viene sottostimato dall'errore formale fornito da GIPSY. Tali percentuali sono riportate in Tabella 15 e tendono ad essere maggiori per le soluzioni più precise, ovvero quelle relative ai tempi di osservazione maggiori.

Anche in questo caso i valori relativi ai RINEX di mezzora vanno osservati tenendo a mente che la metà delle soluzioni sono state precedentemente rigettate. In generale si può dire che GIPSY, probabilmente a causa della maggiore ridondanza delle osservabili contenute nei file più

lunghi, tenda a sovrastimare la precisione di queste soluzioni, che in realtà non risulta così direttamente correlata col numero di epoche calcolate.

Tempo di oss.	Soluzioni con un residuo v_{kj} maggiore di $3\sigma_{ppp}$		
	N	E	U
0.5	0%	1%	0%
1	9%	17%	8%
3	12%	12%	8%
6	18%	14%	10%
12	23%	17%	10%
24	18%	18%	13%

Tabella 15 – Percentuali delle soluzioni per cui l'errore formale fornito da GIPSY sovrastima la reale precisione.

Se da un lato l'errore formale si è rivelato un buono strumento per individuare le soluzioni largamente sbagliate, questo non sembra essere uno strumento altrettanto affidabile per stimare il reale errore delle soluzioni. In particolare dalla Figura 49 si vede che ci sono casi in cui il punto giace anche a distanze di 6-8 volte l'errore formale. Ci si è quindi chiesti se fosse possibile limitare questa criticità, adottando una qualche strategia non dipendente dalla disponibilità di una grande mole di dati da post-elaborare, argomento che verrà ripreso nel prossimo paragrafo.

4.3.4. Impatto della risoluzione dell'ambiguità iniziale di fase sulle soluzioni PPP

Come anticipato, uno degli aspetti che si intende valutare con questo test è l'impatto della risoluzione dell'ambiguità iniziale di fase sulle soluzioni PPP, anche in funzione dei diversi tempi di osservazione. Ma non solo, per produrre una soluzione ad ambiguità fissata infatti GIPSY deve prima produrre necessariamente una soluzione con ambiguità di fase *float*, la quale a sua volta ha una matrice di correlazione che contiene parametri di errore formali $\sigma_{ppp_amb_float}$ differenti da quelli valutati finora. È quindi interessante valutare anche quanto il

software tenga in conto del fissaggio dell'ambiguità nella stima degli errori, e valutare se questo aspetto specifico porti alla sovrastima delle precisioni evidenziata nel paragrafo precedente. È stata quindi ripetuta l'intera procedura di post-analisi descritta nei paragrafi precedenti, partendo stavolta dalle soluzioni con ambiguità di fase *float* e dagli errori formali corrispondenti. I risultati nel loro complesso sono sintetizzati in Tabella 16, dove si può vedere innanzi tutto che, seguendo lo stesso criterio precedentemente descritto, l'analisi degli *outliers* conduce a risultati sostanzialmente equivalenti a quelli trovati per le soluzioni ad ambiguità fissata.

Tempo di oss.	Soluzioni PPP con $\sigma_{ppp_amb_float} > 10$ cm	Soluzioni PPP con $\sigma_{ppp_amb_float} < 10$ cm ma $v_{kj} > 30$ cm	Deviazione standard dei residui v_{kj} rispetto al modello di riferimento (mm)			Soluzioni con un residuo $v_{kj} > 3\sigma_{ppp_amb_float}$		
			N	E	U	N	E	U
½ h	55,5%	0,2%	31	65	71	0%	1%	1%
1 h	2,8%	0,2%	20	44	48	2%	1%	1%
3 h	0,2%	0,1%	7	13	18	11%	3%	4%
6 h	0,1%	0,0%	5	7	12	18%	5%	5%
12 h	0,0%	0,0%	4	5	8	25%	10%	5%
24 h	0,0%	0,0%	2	3	6	22%	13%	7%

Tabella 16 – Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti dall'analisi delle soluzioni PPP calcolate con ambiguità iniziale di fase *float*. Le prime due colonne riguardano la ricerca degli *outliers*, quelle centrali la precisione delle soluzioni, mentre le ultime tre riguardano la percentuale di soluzioni con errori sottostimati.

Dal punto di vista delle precisioni si può notare come il fissaggio dell'ambiguità abbia un impatto considerevole solamente sulla componente Est, mentre risulta quasi ininfluenza sulle componenti Nord ed Up. Nella componente Est, i miglioramenti dovuti al fissaggio dell'ambiguità vanno da 1 mm, per le soluzioni a 24 e 12 ore di osservazione, a 3 mm per le soluzioni a 6 ore e 5 millimetri per quelle relative a file di 3 ore ed 1 ora. Per i file di mezzora la risoluzione dell'ambiguità porta ad un miglioramento di 3 mm, ma anche in questo caso il dato è influenzato dal fatto che solo la metà delle soluzioni circa hanno concorso alla statistica. Si può quindi affermare che, in generale, la risoluzione dell'ambiguità iniziale di fase abbia un impatto via via maggiore al diminuire del tempo di osservazione.

Osservando ora le ultime tre colonne di Tabella 16, quelle relative alle percentuali di soluzioni che presentano un residuo maggiore a tre volte l'errore formale $\sigma_{ppp_amb_float}$, si può notare

che, rispetto a quanto riportato in Tabella 15, la percentuale di soluzioni con un errore sottostimato è considerevolmente ridotta nella componente Est. Inoltre, dal confronto risulta che il fissaggio delle ambiguità iniziali di fase porti ad una maggiore sottostima degli errori in particolare per le soluzioni relative ai tempi di osservazione minori.

Si ha quindi a che fare con soluzioni ad ambiguità non fissata che sono meno precise rispetto a quelle con ambiguità fissata, ma caratterizzate da un errore formale maggiormente rappresentativo della reale precisione raggiunta.

Considerato il fatto che le due soluzioni sono una la diretta evoluzione dell'altra, e dipendono dalle stesse osservazioni, si è provato ad associare l'errore formale $\sigma_{ppp_amb_float}$ calcolato da GIPSY per le soluzioni ad ambiguità *float* alle soluzioni ottenute con ambiguità fissata. In Tabella 17 sono riportati i risultati equivalenti a quelli di Tabella 15, ottenuti associando alle stesse soluzioni, e quindi agli stessi residui v_{kj} , gli errori formali stimati per le omologhe soluzioni ad ambiguità non fissata.

Tempo di oss.	Soluzioni ad ambiguità fissata per cui $v_{kj} > 3\sigma_{ppp_amb_float}$		
	N	E	U
0.5	0%	0%	0%
1	2%	1%	3%
3	3%	0%	3%
6	11%	0%	6%
12	19%	1%	8%
24	16%	2%	10%

Tabella 17 – Percentuali delle soluzioni ad ambiguità fissata per cui l'errore formale $\sigma_{ppp_amb_float}$ sovrastima la reale precisione.

In questo caso si può notare, nella componente Est, una drastica diminuzione delle percentuali di soluzioni con un errore sottostimato. I miglioramenti sono apprezzabili, se pur minori, anche nelle componenti Nord ed Est.

È interessante a questo punto valutare di quanto le soluzioni caratterizzate da un errore formale sottostimato si discostino, in questo caso, dalla soglia di $3\sigma_{ppp_amb_float}$. In Figura 50 sono riportati grafici equivalenti a quelli di Figura 49, dove l'errore formale riportato in ordinata è stavolta riferito alle soluzioni con ambiguità non fissata. È interessante notare come i punti al di fuori delle linee nere in questo caso si discostino decisamente meno che nel precedente. Questo vuol dire che anche quando il reale errore della soluzione viene

sottostimato, l'entità della sottostima meno impattante che nel caso precedentemente analizzato.

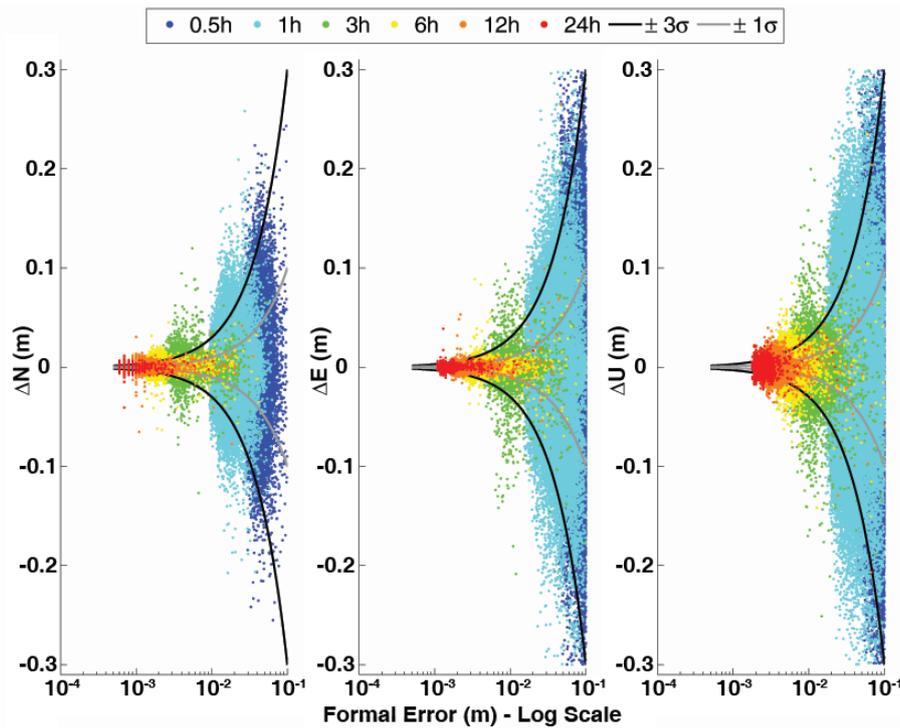


Figura 50 – Rappresentazione dei residui v_{kj} , in ascissa, in funzione degli errori formali $\sigma_{ppp_amb_float}$, in ordinata logaritmica. Le linee grigie rappresentano i valori di ascissa pari a $\sigma_{ppp_amb_float}$, mentre quelle nere rappresentano i valori di $3\sigma_{ppp_amb_float}$.

Si può quindi affermare che gli effetti del fissaggio dell'ambiguità iniziale di fase vengano sovrastimati da GIPSY, portando così ad un deterioramento dell'affidabilità dell'errore formale fornito dal software.

4.4. Considerazioni sui risultati

In questo capitolo ci si è soffermati sull'approccio di calcolo Precise Point Positioning, con l'intento di valutare le prestazioni che questo approccio offre nel caso in cui si operi con tempi di osservazione inferiori alle 24 ore, tipiche dei file RINEX prodotti dalle stazioni GNSS permanenti.

Dal punto di vista delle precisioni, intese come scarto quadratico medio dei residui rispetto ad un valore di riferimento, sono stati confermati per i file di 24 ore i valori millimetrici già riscontrati nel lavoro riportato nel capitolo precedente. Considerando file RINEX della durata

di 6 e 12 ore le precisioni rimangono di ordine sub-centimetrico, mentre per tempi di osservazione di 3 ore si raggiungono valori intorno al centimetro in planimetria ed 1,5 cm in quota. Per RINEX della durata di un'ora le precisioni sono rispettivamente di circa 2, 4, e 5 cm nelle componenti Nord, Est ed Up.

Dal punto di vista dell'accuratezza, intesa come vicinanza del valore medio delle soluzioni calcolate rispetto a quello di riferimento IGB08, si può dire che le soluzioni PPP rimangono consistenti col frame ufficiale a livello millimetrico.

Dal momento che un tempo di acquisizione di poche ore è tipico di rilievi che non vengono ripetuti nel tempo, se non a distanza di molto tempo, si è considerato il fatto che chi si trovasse a calcolare file RINEX come quelli qui analizzati disporrebbe esclusivamente della stima dell'errore commesso fornita automaticamente dal software di calcolo. È quindi fondamentale in primis che questo indicatore permetta di individuare con la massima affidabilità almeno gli errori più grossolani.

Assumendo, arbitrariamente, i 30 centimetri come soglia di errore oltre la quale si vuole considerare la soluzione da rigettare, si è visto che l'errore formale permette di individuare con affidabilità quasi assoluta questi casi. Analizzando invece la capacità dell'errore formale fornito da GIPSY di stimare la reale precisione delle soluzioni, si è visto che in quasi il 20% dei casi questa viene sovrastimata, talvolta anche di molto. Questo errore viene però limitato considerevolmente, e praticamente annullato sulla componente Est, qualora venga associato alle soluzioni ottenute fissando le ambiguità iniziali di fase l'errore formale stimato per le corrispondenti soluzioni ad ambiguità non fissata. Si ricorda che le soluzioni con ambiguità fissate derivano direttamente da quelle con ambiguità *float*, per cui utilizzare la matrice di covarianza della soluzione *float*, accoppiata alla soluzione *fixed*, non è un'operazione del tutto scorretta anche da un punto di vista rigoroso, e non costituisce un aggravio di calcolo per il software.

L'impatto del fissaggio dell'ambiguità iniziale di fase è stato valutato anche in termini di precisioni reali delle soluzioni, riscontrando come questo sia significativo solamente sulla componente Est, e maggiore per le soluzioni relative ai tempi di osservazione minori.

Alcune considerazioni vanno fatte per quanto riguarda il calcolo di RINEX contenenti solamente mezzora di dati. Come si è visto, considerando la soglia di 30 cm per l'eliminazione degli *outliers*, queste soluzioni vengono rigettate in circa la metà dei casi. Delle soluzioni rimanenti si può dire che le precisioni rimangono entro livelli sub-decimetrici per tutte le componenti geodetiche, mentre l'errore formale non porta a particolari sottostime degli errori reali. Non si ritengono però rappresentativi questi risultati, per cui è stata ripetuta l'analisi adottando una soglia di

rigetto delle soluzioni di 1 m, seguendo poi gli stessi criteri e calcoli già descritti. In questo caso la percentuale di soluzioni da rigettare, ovvero che hanno un errore formale superiore ai 33 cm, è di circa il 6%, ed ancora una volta la percentuale delle soluzioni rimanenti con un errore reale superiore ad 1 m è trascurabile. La precisione delle soluzioni ottenute per mezzora di osservazione sono di 5, 9 e 12 cm rispettivamente nelle componenti Nord, Est, ed Up. Ciò significa che per applicazioni in cui l'obiettivo sia di avere una precisione di livello sub-metrico, anche sessioni di acquisizione della durata di mezzora possono essere consigliabili. Inoltre, in un futuro test sarebbe interessante verificare se per tempi di osservazione così corti si possa ottenere un miglioramento significativo delle prestazioni del PPP incrementando la frequenza di acquisizione delle osservabili, che in questo caso era di una ogni 30 secondi, magari portandola ad 1 Hz.

Per concludere si riportano anche alcune considerazioni generali sull'utilizzo del PPP. Le prestazioni mostrate in questo test per le finestre di osservazione più brevi non sono ancora paragonabili con quelle che si possono ottenere dal calcolo di una *baseline*, soprattutto se di lunghezza inferiore ai 10 km. Inoltre il PPP non consente, come invece in un rilievo svolto con tecniche differenziali RTK od NRTK, la valutazione in tempo reale dello stato di fissaggio delle ambiguità iniziali di fase, e quindi una prima indicazione sulla qualità del posizionamento svolto.

Si è però visto come trattando opportunamente l'errore formale fornito dal calcolo PPP sia possibile individuare con ottima affidabilità gli errori grossolani, evitando così le situazioni critiche. Rispetto all'RTK, ma anche all'NRTK, il vantaggio che si avrebbe utilizzando la tecnica di calcolo PPP potrebbe essere quello della strumentazione ridotta al minimo, ovvero un singolo ricevitore senza l'ausilio di un secondo o di un modem radio/internet. Bisogna però considerare che per le precisioni in gioco con le tecniche relative potrebbero essere sufficienti dei ricevitori mono-frequenza, più economici dei ricevitori geodetici a doppia frequenza necessari per il calcolo PPP.

Dove invece questa tecnica di calcolo potrebbe essere assolutamente vantaggiosa, sono scenari in cui non siano presenti infrastrutture geodetiche di alcun tipo. Si pensi infatti a zone remote in cui sia necessario svolgere in tempi rapidi un rilievo, magari per monitorare una catastrofe naturale in atto, nelle quali non siano, o non siano più, presenti stazioni permanenti ne reti geodetiche passive. In questo caso le tecniche RTK ed NRTK non sarebbero applicabili per mancanza di coordinate di riferimento nel primo caso, e di servizio nel secondo. Anche nel caso in cui venisse rilevata una rete, calcolata poi con approccio differenziato post-processing, le

coordinate di questa non potrebbero essere inquadrare in un sistema globale se non con l'accuratezza consentita dalle misure di codice. In uno scenario simile, grazie al PPP, sarebbe invece possibile determinare la posizione relativa, ed assoluta, di una serie di punti di riferimento con solamente, ad esempio, 3 ore di misure per ciascuno, ottenendo precisioni di ordine centimetrico con grande affidabilità.

5. I SISTEMI DI RIFERIMENTO GEODETICI E LE APPLICAZIONI NEL RILIEVO TECNICO GNSS

Nei precedenti capitoli sono stati descritti e discussi i moderni sistemi di riferimento geodetici, con particolare attenzione alla definizione dei *frame* che li rendono accessibili nella pratica. È già stato rimarcato quanto sia importante disporre di un sistema di riferimento facilmente “accessibile”, nel quale esprimere le coordinate di qualunque rilievo svolto, in modo che questo possa costituire il “linguaggio comune” indipendentemente dalla tecnica utilizzata.

La definizione più corretta, raffinata e precisa di un RF è solamente il primo, fondamentale, passo verso la corretta condivisione dei dati geodetici. È poi necessario che il “linguaggio” venga diffuso e reso accessibile a tutta l’utenza tecnica che operativamente esegue i rilievi sul territorio. Questo aspetto deve essere facilitato da un insieme di regole, servizi ed infrastrutture geodetiche, che permettano a qualunque tecnico di inquadrare, facilmente, il proprio rilievo nel sistema di riferimento corretto. Non è infatti pensabile che tutti debbano imparare i termini più forbiti del “linguaggio” geodetico moderno per poter parlare la “lingua comune” dei dati georeferenziati.

È di fondamentale importanza che il “linguaggio comune” sia semplice quanto basta per poter essere parlato da tutti. In altre parole bisogna portare sul territorio l’informazione geodetica in modo diffuso e facilmente accessibile, anche a costo di perdere in questa fase una parte della precisione con cui i RF vengono trattati nella loro definizione a più vasta scala.

In questo capitolo ci si occupa proprio di questo aspetto, andando ad analizzare alcune criticità insorte negli ultimi decenni con la diffusione delle nuove tecniche di rilievo, e prendendo come esempio la realtà della Regione Emilia-Romagna.

5.1. La diffusione dei RF fino ai contesti tecnici

Nei capitoli precedenti è stata discussa quasi esclusivamente la tecnica di calcolo PPP, e si è visto come questa permetta di ottenere accuratissime di ordine millimetrico. Questo è possibile qualora sia ben definito un RF globale, e siano forniti i prodotti che permettono l’inquadramento del rilievo in tale RF. Si è visto anche come sia possibile migliorare ulteriormente la precisione di un rilievo calcolato con approccio PPP, avendo a disposizione i dati di una rete di stazioni permanenti regionale.

Bisogna però considerare il fatto che la tecnica PPP rappresenta un caso particolare nel panorama delle tecniche di rilievo, sia di tipo GNSS che terrestri. Il PPP è infatti l'unico approccio che permette di ottenere le precisioni citate direttamente in un sistema di riferimento globale, senza l'ausilio di infrastrutture diffuse sul territorio, se non la *core network* globale usata per il calcolo delle effemeridi. Questo non deve però fuorviare il lettore, portandolo a ragionamenti del tipo "sono sufficienti qualche centinaio di stazioni GNSS permanenti diffuse su scala mondiale per inquadrare qualunque rilievo nel sistema di riferimento corretto".

Le tecniche di rilievo GNSS basate sull'approccio differenziato necessitano infatti di infrastrutture geodetiche (passive o attive) diffuse in modo ben più capillare sul territorio rispetto a quelle che vengono usate per le effemeridi. Questo è vero in particolare se si intende utilizzare tali tecniche per rilievi che hanno la necessità di essere eseguiti rapidamente, quindi con tempi di osservazione il più ridotti possibile. Si pensi infatti al calcolo delle *baseline* in post-processing, o ancora alla tecnica RTK; come premesso queste tecniche hanno un funzionamento ottimale per interdistanze tra i punti di stazionamento che non superino di molto i 10 km. Questo significa dover disporre di una rete geodetica passiva a coordinate note, stazionabili con strumentazione GNSS, con una densità di gran lunga superiore a quelle delle reti trattate finora (IGS, EPN, RDN).

La tecnica NRTK necessita invece di un'infrastruttura geodetica forse ancora più complessa, se pur meno densa, costituita da una rete di stazioni permanenti, da un centro di controllo e da un servizio di trasmissione dei dati in tempo reale.

Infine, le tecniche di rilievo basate su strumentazione classica, quindi misure di angoli e distanze, sono ancora più fortemente dipendenti dalla disponibilità di punti a coordinate note a cui riferire il rilievo, data la complicazione necessaria per collegare punti a grande distanza tra loro.

Ovviamente le possibilità di rilievo non si fermano a quelle appena citate, esistono infatti tecniche come:

- Mobile Mapping System (MMS), ovvero veicoli mobili che acquisiscono con grande produttività dati metrici attraverso vari sensori di rilievo, georeferenziando poi le coordinate ottenute attraverso la conoscenza di posizione ed assetto del veicolo.
- Fotogrammetria, sia terrestre che aerea.
- Telerilevamento satellitare, aereo, da droni, terrestre ecc.
- SAR ed altre.

Per ciascuna di queste tecniche la georeferenziazione dei dati raccolti, ovvero il processo di inquadramento del rilievo in un sistema di riferimento geodetico noto, avviene integrando tecniche GNSS o attraverso la conoscenza delle coordinate di punti rilevati mediante tecniche sia GNSS che classiche. Si citano quindi nel dettaglio esclusivamente queste tecniche, in quanto costituiscono un passaggio obbligato anche per gli altri moderni approcci al rilievo del territorio.

La condizione ottimale sarebbe quindi certamente quella di disporre di un RF caratterizzato da una densità di punti sufficiente per qualunque tecnica di rilievo, definito con le stesse modalità ed accuratezze di quelli appartenenti alle reti globali come l'*IGS tracking network*. Tale condizione è evidentemente utopistica, dato che si tratterebbe di materializzare e gestire migliaia di stazioni permanenti, sia dal punto di vista dei costi che questo comporterebbe, sia considerando la mole di dati da calcolare e gli oneri di manutenzione di una infrastruttura così imponente. Inoltre, una infrastruttura come quella non si presterebbe all'uso con strumentazione classica.

L'approccio utilizzato è invece quello di definire con la massima accuratezza un *frame* di riferimento globale, sufficientemente denso da costituire la base per successivi raffittimenti, i quali si basano su di esso per "collegarsi" al sistema di riferimento globale, e ne diffondono l'informazione sul territorio. Ad esempio, la rete EPN non costituisce di per se un'infrastruttura in grado di definire il sistema ITRS autonomamente, ma consente di diffondere in modo più capillare la corretta informazione "portata" dal frame globale nel territorio europeo. A sua volta la rete EPN non ha una densità tale da consentire l'utilizzo di tecniche di posizionamento relativo se non vincolandosi a lunghi tempi di osservazione. Per questo motivo diventano necessarie ulteriori reti di raffittimento, sia attive (stazioni permanenti) che passive (vertici stazionabili), inquadrate attraverso la rete EPN.

Le reti di raffittimento costituite da stazioni permanenti GNSS possono avere caratteristiche "dinamiche", offrono quindi la possibilità di essere monitorate con continuità nel tempo, il che permette di seguire le deformazioni della rete e mantenere costantemente aggiornato l'inquadramento delle coordinate. Attraverso queste reti è possibile fornire dati per calcoli in post-processing o servizi di posizionamento in tempo reale NRTK.

Le reti passive non consentono un ricalcolo frequente delle coordinate relative dei punti, ovvero il monitoraggio della forma della rete, anche se rimane possibile aggiornare l'inquadramento della rete al variare delle coordinate dei "punti doppi" appartenenti al *frame*

dinamico di ordine superiore. Per contro, le reti geodetiche passive permettono di mettere in stazione sui propri vertici sia strumentazioni di tipo classico che strumentazioni GNSS.

La condizione ideale sarebbe quindi quella di disporre di infrastrutture quali:

- una rete di stazioni permanenti con la densità sufficiente a fornire un servizio NRTK, tutte inquadrare nel *frame* di riferimento globale attraverso le stazioni EPN;
- una rete di punti passivi a terra con la densità massima possibile, come ad esempio la rete di punti fiduciali catastali, tutti inquadrati nel sistema di riferimento globale coerentemente con le coordinate delle stazioni permanenti della zona considerata.

Dalle coordinate espresse nel sistema di riferimento globale trattato finora deve essere possibile accedere ad eventuali sistemi di riferimento regionali, che siano più vantaggiosi, attraverso l'applicazione di parametri di trasformazione definiti in modo chiaro ed applicabili a qualunque punto nell'area di validità del sistema regionale stesso. Come si è visto queste trasformazioni sono definite, o sono definibili, attraverso un numero limitato di parametri di trasformazione, quali possono essere quelli che l'EUREF diffonde per l'accesso all'ETRF2000, o quelli definiti nel capitolo 3 per l'accesso ad un *frame* di riferimento ad hoc per l'Italia.

È però altrettanto importante che per ogni vertice delle reti diffuse sul territorio, quelle su cui si appoggia l'utenza tecnico-professionale, siano disponibili anche le coordinate di riferimento espresse nel sistema ufficiale adottato nella regione, che tipicamente non è quello globale ma, appunto, una trasformazione più stabile possibile di questo.

In generale, si vuole portare l'attenzione sul fatto che una delle pratiche che sarebbe corretto si diffondesse nella gestione di qualunque *frame* di riferimento, è quella di associare sempre alle coordinate di ciascun punto anche l'epoca alla quale esse si riferiscono, l'epoca in cui è stato rilevato il punto, oltre alla sua velocità media se nota. Solo così facendo è possibile operare in modo semplice ed inequivoco le conversioni di coordinate da un *frame* ad un altro.

Per chiarire meglio questo aspetto si consideri una rete di raffittimento passiva, il rilievo della quale viene eseguito, ad esempio, all'epoca 2000.0 inquadrandolo sia nel *frame* ITRF2000 che in quello ETRF2000. A distanza di dieci anni la rete potrebbe aver subito alcune deformazioni, non individuabili se non tramite una nuova misurazione della rete stessa. L'aspetto però più impattante è che le coordinate definite all'epoca 2000.0 non hanno seguito l'evoluzione dei *frame* di riferimento dinamici. L'entità dell'errore che si commetterebbe confondendo tali coordinate con quelle all'epoca 2010.0 dipende in questo caso dal sistema di riferimento cui ci

si riferisce. Infatti, le coordinate dei punti nel sistema ITRF2000 (2000.0) sarebbero molto diverse rispetto all'ITRF2008 (2010.0), più di quanto lo sarebbero quelle espresse in ETRF2000 (2000.0) rispetto a quelle rilevate in ETRF2000 (2010.0). Solamente avendo a disposizione l'informazione relativa all'epoca di definizione delle coordinate utilizzate sarebbe possibile in questo caso stimare il livello di incongruenza coi RF aggiornati.

Se è vero che ripetere la misura di una rete passiva è un'operazione onerosa, è anche vero che il gestore di tale infrastruttura potrebbe decidere di aggiornare le coordinate pubblicate per i suoi vertici attraverso un inquadramento periodico del rilievo originario della rete. Inoltre, dovrebbero essere pubblicati i vari aggiornamenti del RF susseguirsi nel tempo, in modo da consentire una tracciabilità completa che consentirebbe di recuperare, per diverse finalità, i rilievi condotti nel passato. Questo consentirebbe di fornire coordinate più coerenti anche col sistema di riferimento globale, oltre che con quello regionale, pur trascurando eventuali deformazioni locali della rete.

Se da un lato è vero che fornendo all'utenza le coordinate di riferimento in un sistema il più stabile possibile l'importanza dell'epoca di riferimento viene ridotta, è anche vero che potrebbe risultare limitante fornire esclusivamente questo tipo di coordinate. Qualora l'ente gestore di una rete geodetica ufficiale volesse fornire all'utenza anche le coordinate inquadrate nel RF globale allora, come appena visto, diventa di fondamentale importanza la pratica di associare ai dati geometrici quelli temporali. Verrebbe altrimenti vanificato lo sforzo compiuto nella definizione più accurata possibile del RF globale, e della sua diffusione attraverso rigorose procedure di inquadramento.

5.2. Aspetti critici legati al posizionamento NRTK

In questo paragrafo ci si sofferma in particolare sulla tecnica di rilievo NRTK e su alcuni aspetti peculiari che la riguardano. Questa tecnica di posizionamento GNSS può essere considerato per certi aspetti quella più vantaggiosa in assoluto, in particolare se si considerano applicazioni in cui un livello di precisione centimetrico è più che sufficiente. Con questo approccio è infatti possibile limitare la strumentazione necessaria ad un singolo ricevitore di classe geodetica, purché dotato di modem internet integrato, ed al prezzo di una licenza di accesso al servizio è possibile ottenere un posizionamento in tempo reale di alta precisione, sia cinematico che statico. In pochi minuti, o poche decine di minuti, è possibile raggiungere precisioni di livello

centimetrico, più che sufficienti per il rilievo di dettaglio di qualunque manufatto che vada inserito in una cartografia, anche a grande scala. Spesso il rilievo di dettaglio di un edificio, e non solo, non può essere completato interamente con tecnica GNSS a causa della mancanza di visibilità del cielo o dell'impossibilità di mettere in stazione l'antenna sui punti più significativi. In questi casi sono ancora fondamentali le tecniche di rilievo classiche, in particolare con le moderne stazioni totali dotate di distanziometri ad impulsi che non necessitano di prismi da apporre in punti inaccessibili. Operare con le stazioni totali è però limitante proprio dal punto di vista del sistema di riferimento, in quanto non esistono ad oggi delle infrastrutture geodetiche che siano contemporaneamente:

- definite con sufficiente precisione nel frame ufficiale;
- sufficientemente dense da permettere l'inquadramento per mezzo di poligoni, a meno di compiere tratte lunghe e molto onerose.

Anche in questi casi le tecniche GNSS, ed in particolare quella NRTK, può essere lo strumento più semplice ed efficace per avvicinare il frame di riferimento all'area del rilievo. È infatti sufficiente materializzare i punti necessari per la messa in stazione e l'orientamento di una *total station*, quindi rilevarli con sessioni statiche di poche decine di minuti, per avere la garanzia di ottenere un rilievo complessivo già inquadrato nel sistema di riferimento corretto. Tutto questo è vero partendo dal presupposto che la rete di stazioni permanenti GNSS che eroga il servizio sia perfettamente funzionante e, soprattutto, correttamente inquadrata nel frame di riferimento ufficiale in cui si vuole riportare il rilievo. Questo aspetto è potenzialmente critico in quanto l'utente non ha in alcun modo il controllo diretto sul sistema di riferimento, né una garanzia di buon funzionamento del servizio. L'unico parametro di cui dispone è la stima dell'errore formale fornita in tempo reale dallo strumento, che però:

- prescinde dal sistema di riferimento in cui è inquadrata la rete;
- può non essere rappresentativa della reale accuratezza, almeno nel breve periodo, per via di falsi fissaggi delle ambiguità iniziali di fase, o per via di fenomeni di Jamming dei segnali GNSS.

Non esistono attualmente leggi che obblighino i gestori dei servizi NRTK a fornire in tempo reale dei parametri che riguardino il frame di riferimento utilizzato, e la relativa epoca di riferimento, né che forniscano la garanzia del corretto funzionamento del servizio.

Operando con tecnica relativa, pur avendo lo svantaggio di dover disporre di almeno una coppia di ricevitori, è il tecnico stesso che “imposta” il sistema di riferimento specificando le coordinate della stazione *master*, sarà quindi suo onere verificare la provenienza delle coordinate di riferimento utilizzate, e verificare lo stato di funzionamento del sistema.

Nel caso si operi con approccio NRTK e si debba svolgere un rilievo che sia necessario certificare come inquadrato nel sistema di riferimento ufficiale, come deve essere ad esempio per tutti i rilievi svolti per conto di amministrazioni pubbliche o per scopi legali, si consiglia quindi la seguente procedura operativa:

- si individui un vertice, stazionabile con strumento GNSS, appartenente ad una rete geodetica per la quale vengano fornite ufficialmente le coordinate di riferimento, espresse nel sistema desiderato;
- si proceda al rilievo di tale vertice utilizzando il servizio NRTK di cui si vuole verificare lo stato di funzionamento, avendo cura di svolgere una sessione di misura di tempo sufficiente ad evitare l'influenza di falsi fissaggi delle ambiguità iniziali di fase;
- si confrontino le coordinate così ottenute con quelle ufficiali. Se queste corrispondono, a meno di una tolleranza opportunamente stimata, significherà che il servizio NRTK eroga correttamente delle correzioni espresse nel sistema di riferimento desiderato;
- in caso contrario, sarà possibile, anche se oneroso, ripetere l'operazione su altri due vertici per i quali siano note le coordinate di riferimento, per poi calcolare l'opportuna trasformazione di coordinate, a patto che questa conduca a residui accettabili (quindi a patto che le coordinate NRTK siano tutte traslate nella stessa direzione rispetto al riferimento).

Rimane quindi da definire quali possano essere le opportune tolleranze da imporre nel controllo del buon funzionamento del servizio NRTK. Queste dipenderanno evidentemente da due aspetti: la precisione con cui sono definite le coordinate di riferimento dei vertici della rete geodetica utilizzata e le precisioni che consente di raggiungere la tecnica NRTK in funzione del tempo di stazionamento.

Il primo aspetto dipende da molti fattori, che dovrebbero ormai essere chiari al lettore, e sui quali il tecnico utente non può avere alcun controllo. Il secondo aspetto è invece da valutare e può essere gestito dall'utente variando il tempo di osservazione durante la misura di controllo.

Approccio e misure svolte

Sono stati quindi svolti alcuni test per verificare le precisioni che si possono ottenere da un posizionamento NRTK ad oggi, e lo si è fatto utilizzando il servizio fornito dalla FOGER (*Fondazione dei Geometri e Geometri Laureati dell'Emilia Romagna*). Nonostante l'argomento sia stato oggetto di ampie ricerche, disponibili in letteratura, a metà degli anni 2000, si è deciso di svolgere un test poiché ben pochi dati riferiti agli ultimi anni sono stati reperiti.

L'approccio ritenuto più opportuno per il test in oggetto è stato quello di eseguire sessioni di misura prolungate, con una frequenza di campionamento delle coordinate sufficientemente alta, su punti stabilmente materializzati. Così facendo risulta possibile mediare le coordinate ottenute da ogni singola misura su diverse finestre temporali e verificare in tal modo quanto la lunghezza della finestra temporale di acquisizione influenzi le misure. Il confronto è lecito in questo caso poiché tutte le misure, mediate cioè su diversi tempi di acquisizione, provengono dalle stesse epoche di acquisizione.

Il passo di campionamento delle coordinate è stato quindi fissato a 5 secondi e lo strumento utilizzato per il test è un ricevitore a doppia frequenza di classe geodetica, modello GRS-1 della Topcon. Per il rilievo in modalità NRTK è stato sfruttato il software di gestione Mercurio. Tale software è sviluppato proprio per applicazioni di natura tecnica e non consente quindi sessioni di misura eccessivamente prolungate, ovvero di molte ore consecutive. Per ogni punto fisso scelto per questo test sono state quindi svolte diverse sessioni di misura di alcune ore ciascuna. Ognuna di queste è stata svolta con modalità di rilievo cinematica in modo da ottenere la sequenza delle coordinate restituite dal sistema ad ogni istante di misura, invece che mediate sull'intera sessione.

Il test è stato ripetuto su 3 diversi punti situati in località diverse della regione Emilia-Romagna in modo da verificare il funzionamento della rete NRTK in diverse condizioni operative. Le sedi dei test sono state Bologna, Cesena ed Imola. Il criterio con cui sono stati scelti questi tre diversi siti è relativo alle diverse collocazioni di questi rispetto alle stazioni permanenti che costituiscono la rete FoGER utilizzata per il test. In particolare il sito di Imola risulta essere ad una distanza di 2-3 Km da una delle stazioni permanenti della rete, quello di Cesena risulta essere all'incirca baricentrico rispetto alle tre stazioni permanenti di Rimini, Ravenna e Civitella di Romagna. Il sito di Bologna dovrebbe essere circa baricentrico nella maglia della rete composta dalle stazioni di Imola, Vergato e San Giovanni in Persiceto, ma è noto che da tempo quest'ultima stazione permanente sia fuori uso, pertanto Bologna viene ad essere un esempio

di una situazione potenzialmente critica, o quantomeno svantaggiosa, in cui servizio NRTK viene erogato all'interno di una maglia molto più ampia di quelle di progetto della rete.

Per ogni sessione di misura sono stati quindi ottenuti i file contenenti per ogni epoca di misura, quindi ogni 5 secondi, la terna cartesiana delle coordinate espresse nel Datum di riferimento adottato dal servizio NRTK. Per ogni singola misura è stata registrata anche la stima della precisione, sia planimetrica che altimetrica, fornita in tempo reale dallo strumento. Viene inoltre registrato per ogni epoca l'informazione relativa allo stato di fissaggio delle ambiguità iniziali di fase, anch'esso verificabile in tempo reale dall'operatore, che è il primo indice della qualità del posizionamento che si sta ottenendo.

Analisi e valutazione dei risultati

Per nessuno dei punti di stazione usati per il test erano note le coordinate di riferimento in alcun sistema di riferimento. Per prima cosa ci si è quindi occupati di determinare la migliore stima della posizione "vera" di ogni punto rilevato. Per farlo ci si è basati esclusivamente sulle coordinate ottenute in condizioni *PD_fixed*, e di queste è stata calcolata una media pesata sulla base degli errori formali considerando tutte le epoche disponibili per ogni punto anche se provenienti da diverse sessioni di misura.

Assunte queste come coordinate di riferimento, son stati poi calcolati gli scarti tra queste e le coordinate ottenute ad ogni epoca di misura. I valori così calcolati rappresentano quindi l'entità dell'errore commesso dal sistema di posizionamento per ogni singola epoca di misura.

Se un tecnico svolgesse il proprio rilievo registrando una singola epoca di misura, allora la stima dell'errore che egli commetterebbe può essere fatta sulla base degli scarti sopra descritti, calcolandone la deviazione standard.

Ovviamente quest'asserzione non è rigorosa in quanto presuppone una distribuzione gaussiana dei suddetti scarti, che non è del tutto realistica dal momento che i valori considerati non sono prettamente casuali bensì condizionati anche da cause che possono affliggere il sistema per limitati periodi di tempo in cui variano le condizioni del sistema.

Lo scopo del lavoro è quello di valutare quali siano gli errori che si commettono variando, a parità di condizioni operative, il tempo di misura. Si può simulare una sessione di misura ad esempio di 5 minuti mediando le coordinate registrate per 60 epoche consecutive (ricordando che queste sono state acquisite con passo di 5 secondi), poiché questo è ciò che lo strumento farebbe qualora impostato per un rilievo statico della durata di 5 minuti.

Lo scarto tra questa media ed il valore di riferimento diventa quindi l'errore che si sarebbe commesso eseguendo una sessione di misura nei 5 minuti considerati. Avendo a disposizione ore di osservazioni è stato possibile calcolare, con un approccio a media mobile, la stima di questo errore facendo la media delle coordinate su tutti i 5 minuti consecutivi, sfalsati di 5 secondi tra loro, ottenendo delle nuove serie temporali di valori residui rispetto a quelli di riferimento. La deviazione standard di questi valori risulta quindi essere una stima dell'errore che un tecnico otterrebbe per le sue misure eseguendo sessioni della durata di 5 minuti.

Lo stesso approccio è stato usato variando la lunghezza delle sessioni per cui si vogliono valutare le precisioni ottenibili. Si è deciso di valutare sessioni della durata di 1, 5, 10, 15 e 20 minuti.

Nelle figure seguenti sono riportate solo alcuni esempi delle temporali sovrapposte dei residui rispetto al valore vero delle coordinate, calcolati per le diverse durate della finestra di osservazione. I cerchietti blu rappresentano i valori relativi ad ogni singola epoca, mentre le linee di colori rosso, verde, nero, giallo e blu rappresentano i valori mediati rispettivamente su 1, 5, 10, 15 e 20 minuti. Nei grafici *rmsp* e *rmsb* vengono riportate le stime formali delle precisioni planimetriche ed altimetriche che lo strumento calcola in tempo reale epoca per epoca (cerchietti blu). I valori relativi alle diverse finestre di osservazione sono riportati con le linee colorate e rappresentano i valori mediati dei suddetti errori formali relativi alle singole osservazioni.

Lo scopo principale di questi grafici è quello di far notare come il prolungamento della finestra di osservazione influenzi la precisione delle coordinate ottenute, sia quando il sistema funziona in modo ottimale, sia, soprattutto quando incorrono anomalie di qualche tipo. Si ricorda che le epoche considerate sono esclusivamente quelle in cui la misura è stata eseguita con ambiguità iniziale di fase fissata (e parametri di precisione stimati entro pochi centimetri) per cui un tecnico in campagna non avrebbe alcun modo per distinguere tali anomalie, che è stato possibile evidenziare solamente tramite un test di questa natura.

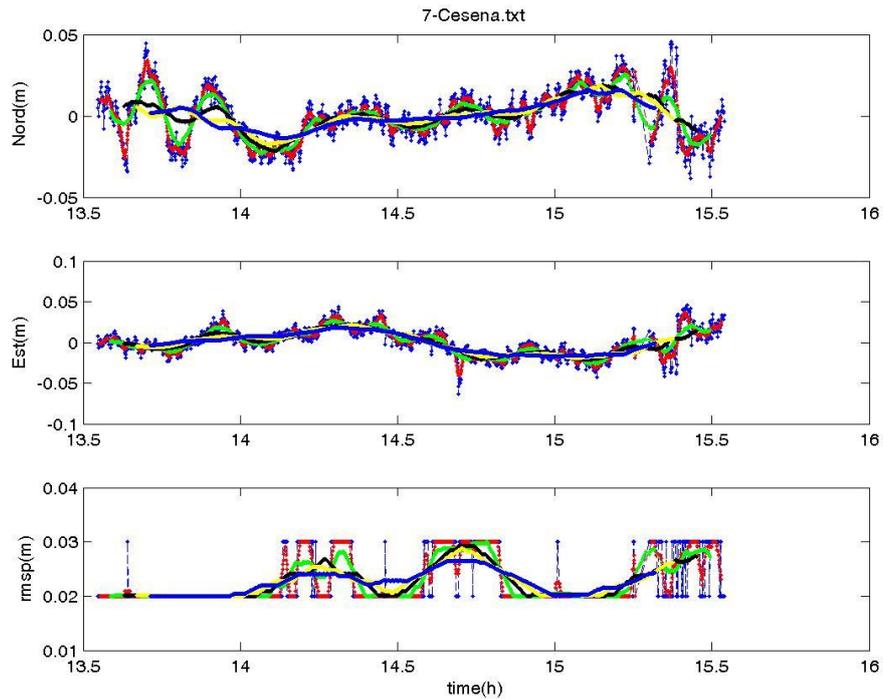


Figura 51 – Serie temporali dei residui planimetrici e della stima della precisione per la sessione di misura 3 nel sito di Cesena. Le linee rossa, verde, nera, gialla e blu rappresentano i valori mediati rispettivamente su un tempo di 1, 5, 10, 15 e 20 minuti.

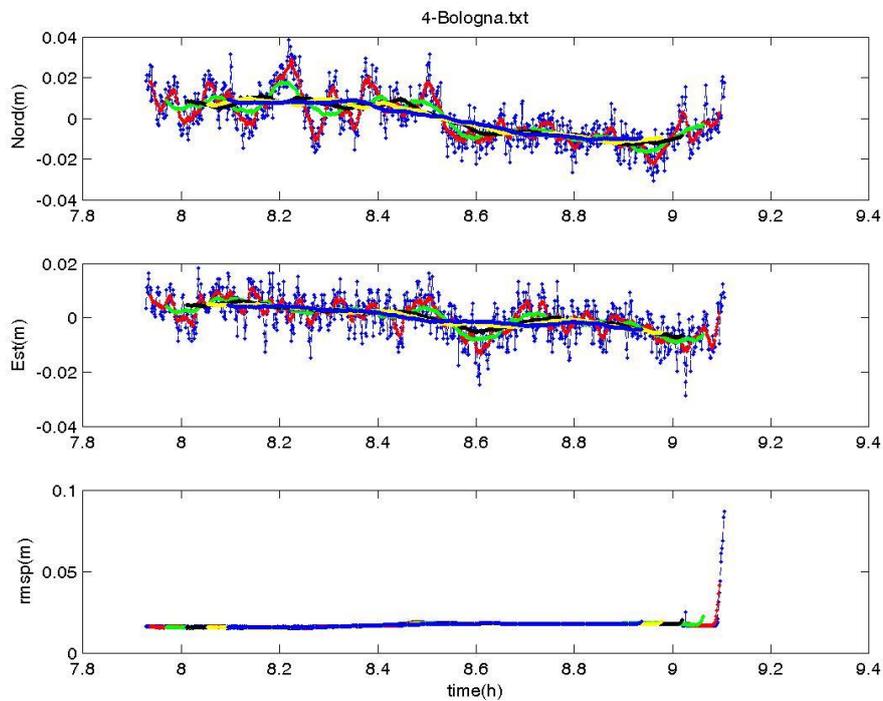


Figura 52 – Serie temporali dei residui planimetrici e della stima della precisione per la sessione di misura 4 nel sito di Bologna. Le linee rossa, verde, nera, gialla e blu rappresentano i valori mediati rispettivamente su un tempo di 1, 5, 10, 15 e 20 minuti.

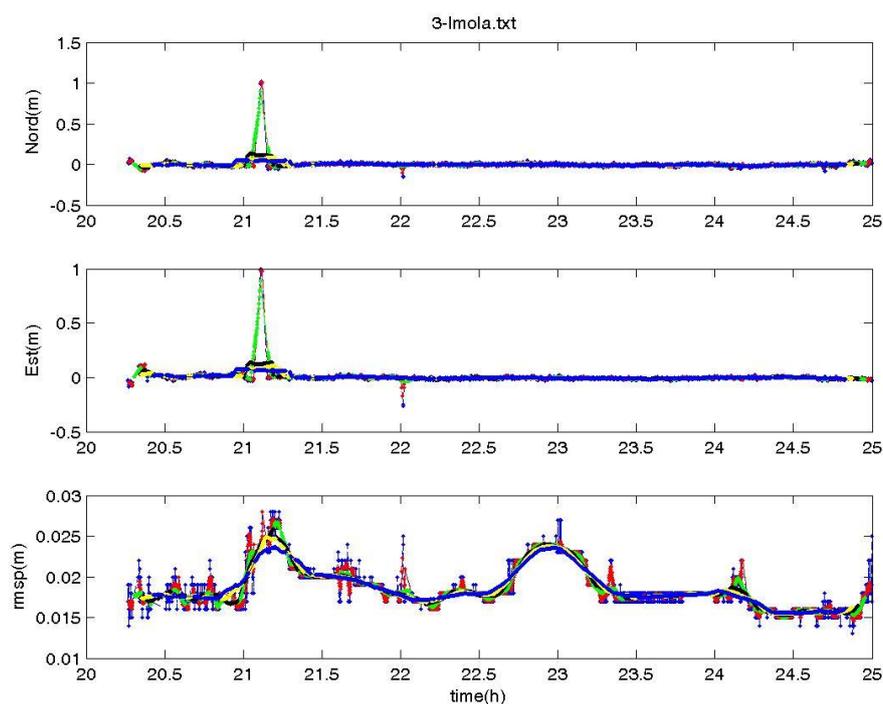


Figura 53 – Serie temporali dei residui planimetrici e della stima della precisione per la sessione di misura 3 nel sito di Imola. Le linee rossa, verde, nera, gialla e blu rappresentano i valori mediati rispettivamente su un tempo di 1, 5, 10, 15 e 20 minuti.

Osservando i grafici di Figura 51 si vede che nelle migliori condizioni di funzionamento il sistema può fornire precisioni entro i 2 cm in planimetria anche per le singole epoche di misura. La precisione delle coordinate misurate su finestre temporali più ampie è ancora migliore, ed aumenta all'aumentare del tempo di osservazione. Ci sono alcuni casi, come quello Figura 52, in cui il sistema ha un comportamento regolare ma con una dispersione delle singole misure maggiore, anche se comunque ampiamente entro i 10 cm.

In questi casi si nota come le misure svolte su finestre temporali di 10 minuti migliorino notevolmente le precisioni, non solo rispetto alle misure sulle singole epoche ma anche rispetto a quelle mediate su 1 minuto e 5 minuti.

Osservando infine i grafici di Figura 53 si può notare come qualche anomalia abbia portato il sistema a stimare delle coordinate distanti parecchie decine di cm rispetto al valore di riferimento su un certo numero di epoche. Questi errori, come si vede, non vengono evidenziati dai parametri di precisione formale, che rimangono entro pochi centimetri. Queste anomalie condizionano fortemente anche le misure svolte su finestre temporali di un minuto, mentre

prolungando le misure fino a 10 minuti si ha in questo caso una drastica diminuzione degli errori commessi e precisioni che tornano all'interno dei circa 10 centimetri.

In generale si ritiene di poter affermare che sia sufficientemente cautelativo eseguire misure con sessioni della durata di almeno 10 minuti. In questo caso, a meno di rare e gravi anomalie nel servizio di posizionamento, è possibile ottenere precisioni di ordine sub-decimetrico.

5.3. La rete GPS-7 di RER

Nei primi anni 2000 l'unica rete geodetica disponibile sul territorio italiano caratterizzata da vertici stazionabili con strumentazione GNSS era la IGM95. Questo *frame* è però caratterizzato da un'interdistanza tra i vertici di circa 20 km, il che rende oneroso, in termini di tempo e spostamenti, l'utilizzo di tecniche GNSS relative come l'RTK. Veniva così preclusa ai tecnici topografi la possibilità di operare agevolmente con le più performanti tecniche di posizionamento satellitare.

Consapevoli dei problemi operativi derivanti dalla natura poco densa della rete IGM95, il Catasto ed il Centro Interregionale per i Sistemi Informativi (CISIS) concordarono di realizzare un raffittimento della rete IGM95 che portasse a una minore interdistanza dei vertici di posizione nota nel sistema geodetico (e cartografico) nazionale, ai quali gli operatori potessero collegarsi per inserire il proprio rilievo nel sistema nazionale. Venne quindi proposta la realizzazione di un raffittimento della rete IGM95, da realizzare a cura degli Enti Locali sul territorio di competenza, con il supporto economico delle Regioni, oppure direttamente dalle Regioni che ne avessero avuto la volontà. Nel 2001 venne emanata una Specifica tecnica per realizzare raffittimenti della rete IGM95, allo scopo di indicare procedure che rendessero omogenee tali reti, che sarebbero state commissionate in tempi diversi, a cura di soggetti diversi e realizzate da differenti Ditte.

A seguito di attente valutazioni di natura sia tecnica che economica venne deciso di progettare questi raffittimenti con un interdistanza media tra i punti di circa 7 Km, in modo da dover istituire un numero non eccessivo di nuovi vertici ma al contempo ridurre notevolmente gli spostamenti necessari per l'utilizzo della nuova infrastruttura da parte dei tecnici. I raffittimenti sono stati realizzati in un arco di tempo piuttosto lungo (più o meno tra il 2001 e il 2007), a cura delle Provincie, ed in qualche caso in concomitanza con le realizzazioni di aggiornamenti cartografici. Dal punto di vista tecnico sono state recepite le specifiche nazionali,

tanto per le misure quanto per le elaborazioni, e l'inquadramento nella rete Nazionale, allora definita in ETRF89 frame ETRF89 e in Roma 40, sistemi geodetici vigenti contemporaneamente. Dopo l'ufficializzazione del Nuovo Sistema Geodetico, nel maggio 2012 l'IGMI ha fornito alla Regione le coordinate dei vertici GPS-7 regionali nel Sistema Geodetico attualmente vigente, ETRF2000. La Regione Emilia Romagna ha consegnato all'IGMI i dati (in termini di basi già pre-calcolate) ricevuti dalle Provincie per l'inserimento in Rete. In effetti per alcune Provincie questo è avvenuto ed i vertici sono entrati a fare parte del repertorio IGMI e come tali sono acquistabili al pari di vertici IGM'95. Si noti però che nel sito dell'IGMI sono riportati i punti di raffittimento solo di alcune provincie della Regione.

In Figura 54 sono indicati con triangoli le posizioni dei vertici della rete GPS-7. L'utenza si trova attualmente a disporre in rete gratuitamente delle Monografie di oltre 700 vertici, al momento con coordinate nel Sistema ETRF89. L'aggiornamento all'attuale Sistema ETRF2000 è comunque possibile grazie alle coordinate fornite da IGMI nel maggio 2012.

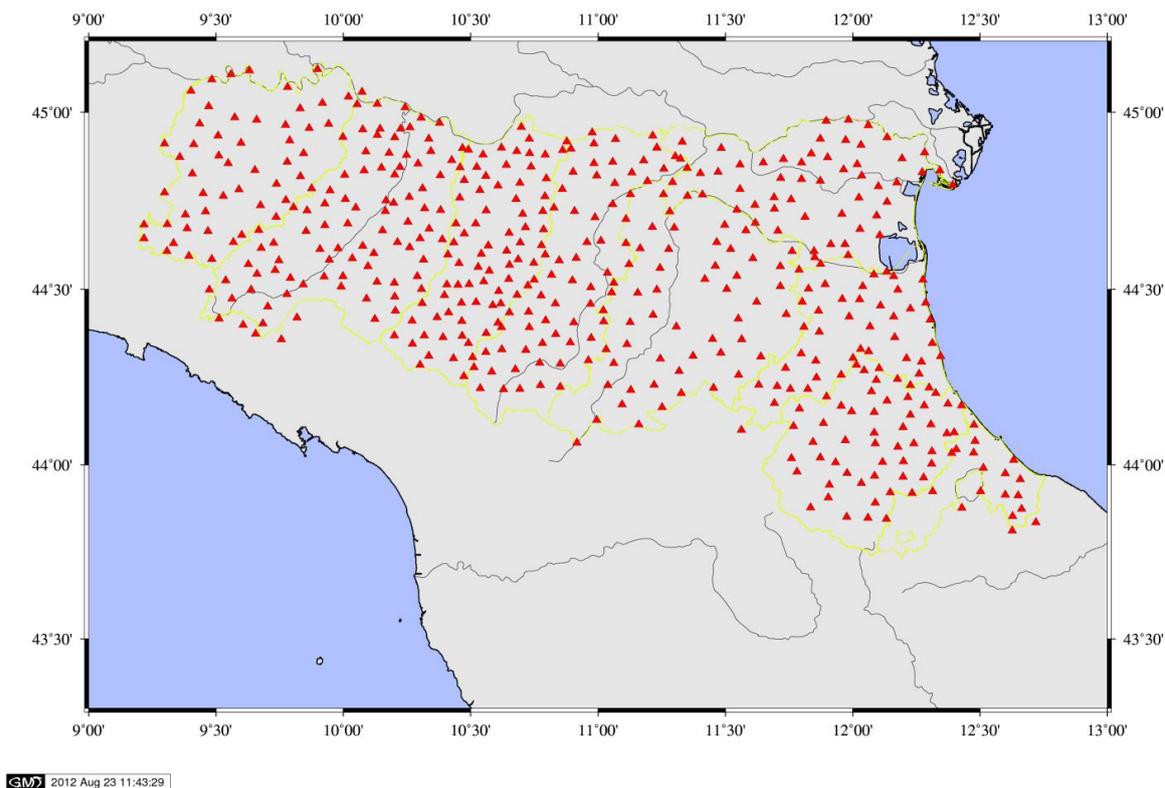


Figura 54 – La rete GPS-7 della Regione Emilia-Romagna. Per ogni vertice sono disponibili le coordinate nel Sistema Geodetico ETRF2000.

Occorre però verificare la consistenza attuale della Rete, controllando l'effettiva esistenza delle materializzazioni in relazione alla documentazione attualmente presente in monografia: come già citato per la rete IGM95, è fisiologica la perdita per manomissione o altro di una certa

percentuale di vertici materializzati, più forte nei primi anni di esistenza ma sensibile anche successivamente. In altri contesti di reti regionali si è riscontrata la perdita dopo 10 anni di esistenza di oltre il 30% dei vertici inizialmente materializzati.

Nonostante queste premesse si è ritenuto opportuno svolgere un test, per quanto parziale, per verificare quale sia ad oggi lo stato di coerenza tra e coordinate messe a disposizione dell'utenza tecnica tramite la rete passiva GPS-7, e quelle messe a disposizione dai servizi di posizionamento in tempo reale NRTK.

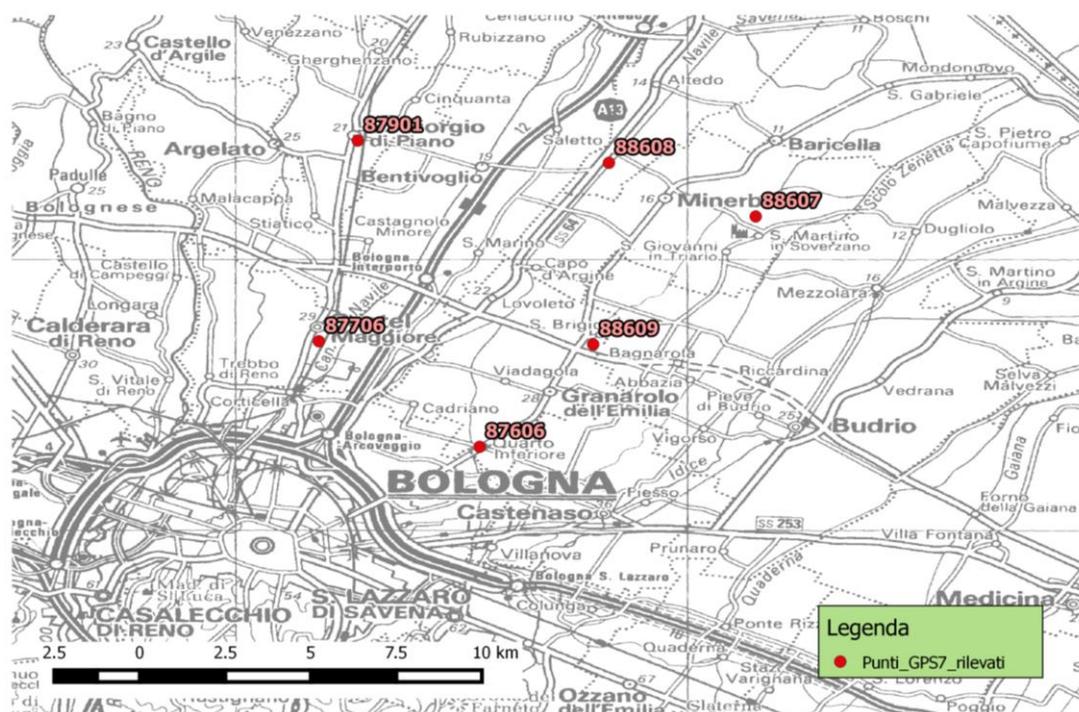


Figura 55 – Mappa dei vertici GPS-7 rilevati nelle tre giornate di misure svolte per il test relativo all'accuratezza fornita dai sistemi di posizionamento NRTK.

Il test è stato svolto quindi misurando 6 vertici della rete GPS-7, riportati in Figura 55, in modalità NRTK, con tempi di stazionamento di circa 10 minuti, con modalità operative equivalenti a quelle che un tecnico topografo utilizzerebbe nella pratica professionale.

Sono state fatte tre ripetizioni del rilievo, in giornate di lavoro diverse, e facendo attenzione ad occupare lo stesso punto in orari diversi. Questo allo scopo di avere, per ogni punto rilevato, diverse condizioni di geometria satellitare, che possono in una qualche misura condizionare i risultati e che non è ragionevole pensare debbano essere tenute in conto da un professionista nella pianificazione del rilievo.

Il servizio di posizionamento NRTK eroga formalmente coordinate inquadrato nell'ETRF2000 epoca 2008.0, coerenti quindi con quelle riportate nelle monografie dei punti GPS-7 definite nello stesso sistema di riferimento dall'IGM. Sono quindi state messe a confronto le tre coppie di coordinate ottenute per ciascun punto dai rilievi NRTK con le coordinate di riferimento dei punti stessi.

Per il punto 087706 non è stato possibile portare a termine il rilievo nella seconda giornata di misure per questioni logistiche. Nel grafico riportato in Figura 56 sono rappresentate le differenze tra le coordinate planimetriche misurate e quelle di monografia relative a ciascun punto. Gli assi del grafico riportano valori in cm e come si può vedere tutte le coordinate misurate hanno un'accuratezza all'interno dei 5 cm.

Fanno eccezione quelle relative al rilievo del punto B0008 nella seconda giornata di misure, che si discostano dai valori di monografia di -4,6 e 8,9 cm rispettivamente in direzione Nord ed Est. Si fa però presente che per quel rilievo si sono verificati problemi nel mantenimento del fissaggio dell'ambiguità iniziale di fase per cui le coordinate ottenute derivano da soli 2 minuti di osservazioni.

Si precisa che durante le prime due giornate di misure il servizio NRTK usato è stato quello erogato dalla rete FoGER, che, in particolare nella seconda giornata di misure, non ha mostrato un comportamento stabile ed efficiente. Si nota infatti come le misure relative a questa giornata siano meno accurate rispetto alle quelle ottenute nelle altre.

Durante il terzo giorno di misure è stato utilizzato il servizio di posizionamento NRTK della rete NETGEO, che si è rivelato maggiormente stabile ed ha fornito coordinate più accurate, se pur con scarti dello stesso ordine di grandezza di quelle ottenute nel primo giorno di rilievi.

Si può infine notare che esiste in generale un *bias* comune a tutte le misure, stimabile in circa 2 cm in direzione Nord, che evidenzia, almeno localmente, un disallineamento tra il sistema di riferimento erogato dal servizio NRTK usato e quello delle coordinate delle monografie dei vertici GPS-7.

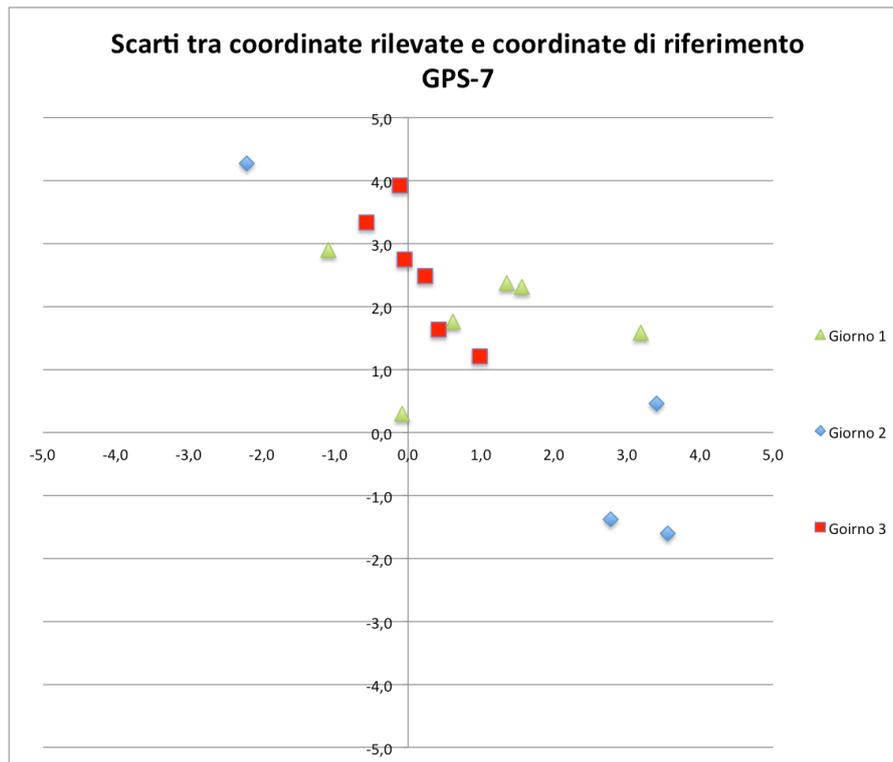


Figura 56 – Scarti planimetrici tra le coordinate misurate in modalità NRTK nelle tre diverse giornate e le coordinate di riferimento dei vertici GPS-7 rilevati. Gli assi riportano valori espressi in cm.

Non c'è stata la possibilità di verificare l'origine di questo disallineamento, che rimane quindi da indagare con più approfondite ricerche ed eventualmente campagne di misure più estese. Questo è un esempio in cui due diversi *frame*, ovvero la rete GPS-7 e quella delle stazioni NRTK, cooperano sullo stesso territorio, per cui un disallineamento tra le coordinate dei due si ripercuote direttamente sui rilievi svolti nel territorio stesso. Viene così a mancare quel "linguaggio comune" necessario per premettere a rilievi svolti con tecniche diverse di essere perfettamente sovrapponibili ed integrabili tra loro. Evidentemente, ai fini pratici, i due centimetri di *bias* individuati non costituiscono ancora un problema impattante, ma sono un esempio di quanto sia importante la corretta ed attenta gestione dell'intera "catena" che porta l'informazione geodetica dal livello globale a quello locale.

Si rimarca, per concludere, l'importanza della massima accuratezza che i *frame* di riferimento devono avere, non solo per una questione di tipo formale, ma soprattutto per permettere ad ogni tecnica di rilievo di esprimersi al meglio delle sue potenzialità. Eventuali disallineamenti tra le coordinate devono poter essere imputati esclusivamente alle tecniche di misura utilizzate, e non alle infrastrutture geodetiche su cui queste si appoggiano per avere accesso al sistema di riferimento.

CONCLUSIONI

Il concetto di sistema di riferimento geodetico è di per sé relativamente semplice, ma la prima considerazione che emerge dal presente lavoro di tesi riguarda la grande complessità insita nella realizzazione di un *reference frame*. Il problema della definizione e del monitoraggio dei sistemi di riferimento geodetici globali è in continua evoluzione, sia grazie alle nuove tecnologie, sia grazie ai nuovi approcci di calcolo che si vanno sviluppando e diffondendo.

Nel corso di questa di questa tesi di dottorato sono stati studiati ed approfonditi i dettagli sulle strategie utilizzate dagli enti internazionali quali IERS, IGS, EUREF, per la definizione e la gestione dei *frame* geodetici, aggiornati e pubblicati nel corso degli anni, per poi scendere sempre più nel dettaglio fino alle problematiche legate ai sistemi di riferimento per applicazioni tecniche.

La tecnica di calcolo Precise Point Positioning è per molti aspetti quella che meglio si presta al monitoraggio di grandi reti di stazioni permanenti GNSS. Tra le sue peculiarità c'è quella di fornire le coordinate, calcolate per ogni singolo ricevitore in modo autonomo, direttamente nel sistema di riferimento globale in cui sono definite le orbite satellitari.

È stato quindi indagato un approccio alternativo all'inquadramento delle soluzioni ottenute dal calcolo PPP nel *reference frame* globale. In particolare, un test è stato svolto a partire da sei anni di dati provenienti da 14 stazioni permanenti della rete EPN, calcolati con approccio PPP mediante il software GIPSY-OASIS II. Per ogni giorno sono stati stimati i parametri di trasformazione di Helmert che permettono di inquadrare le soluzioni nel *frame* globale più aggiornato a disposizione, l'IGb08, sulla base delle soluzioni formali della sottorete regionale analizzata. Le soluzioni così inquadrare sono state confrontate con quelle ottenute mediante inquadramento con parametri di trasformazione globali, messi a disposizione dal JPL (sviluppatore del software GIPSY). Il confronto è stato svolto in termini di correlazioni tra le serie temporali ottenute, in termini di dispersione delle serie, di consistenza con le soluzioni formali IGb08, ed infine in termini di segnali periodici contenuti nelle serie stesse. I risultati più evidenti dal confronto svolto sono:

- le soluzioni inquadrare regionalmente hanno un livello di correlazione quasi nullo, mentre quelle inquadrare con parametri globali presentano coefficienti di Pearson mediamente vicini allo 0,5;

- le serie temporali inquadrature regionalmente hanno una dispersione ridotta di circa il 37%, ed un livello di consistenza, già millimetrico per quelle inquadrature globalmente, ridotto di circa un mm nella componente Nord;
- le serie temporali derivanti da inquadramento globale presentano un segnale comune dell'ampiezza di circa due mm, che viene rimosso dall'inquadramento regionale, permettendo così di evidenziare maggiormente i movimenti propri delle singole stazioni GNSS relativi alla regione analizzata;
- il rumore residuo delle serie temporali, dopo aver rimosso per ciascuna il proprio segnale periodico, risulta inferiore di circa il 40% per quelle derivanti da soluzioni inquadrature regionalmente.

L'approccio di inquadramento utilizzato per questo test è generalizzabile per una qualunque area nella quale si disponga di un numero sufficiente di stazioni permanenti per le quali siano definite le soluzioni di riferimento nel *reference frame* desiderato.

Il monitoraggio delle reti geodetiche GNSS, di gran lunga le più diffuse sia a livello globale che regionale, è un'operazione complessa per via della mole di dati che devono essere elaborati. Per questo, il primo punto che è stato affrontato, al fine di facilitare il monitoraggio del *frame* nazionale, è stata la realizzazione di una procedura automatizzata di pre-trattamento dei dati GNSS, denominata PAT-NET_GNSS, in grado di generare prodotti quali:

- un nuovo *repository* in formato standard internazionale;
- un'analisi statistica dei dati contenuti nell'archivio analizzato;
- i file contenenti le informazioni ancillari necessarie al calcolo geodetico;

tale procedura ha permesso di analizzare nel dettaglio e predisporre al calcolo geodetico l'archivio di file RINEX messo a disposizione dall'IGMI nel *repository* relativo alla rete RDN.

Successivamente, sei anni di dati relativi a tale rete, che costituisce il *frame* ufficiale nazionale, sono stati calcolati con approccio Precise Point Positioning, inquadrando le soluzioni con parametri di trasformazione regionali, ottenendo le serie temporali delle coordinate relative a ciascuna delle oltre 100 stazioni GNSS. Dall'analisi di queste è stato possibile determinare le coordinate di riferimento di RDN, definite, come da DM del 10-11-2012, nel *frame* ETRF2000 all'epoca 2008.0.

È stato quindi affrontato il problema delle velocità residue rispetto all'ETRF2000 che caratterizzano l'area italiana, a differenza di quelle più stabilmente vincolate alla placca eurasiatica, e che condizionano di fatto la stabilità delle coordinate nel tempo. Si è quindi cercato di determinare una trasformazione di coordinate, definita attraverso un numero

limitato di parametri ed applicabile in modo relativamente semplice, che portasse dal sistema ETRS89 ad uno maggiormente vincolato al territorio italiano. A partire dalle velocità calcolate per i siti della rete RDN, opportunamente selezionati, sono stati proposti due differenti approcci: il primo basato sul calcolo dei tre parametri che definiscono il moto del polo euleriano, mentre il secondo basato sulla definizione dei 14 parametri che definiscono una trasformazione di Helmert e la sua evoluzione nel tempo. Il secondo approccio si è rivelato quello più efficace nel ridurre le massime velocità residue e nell'uniformare sul territorio italiano le variazioni nel tempo delle coordinate. È stata ottenuta una riduzione della massima velocità residua del 30%, riduzione che supera il 50% se si considerano invece le 10 stazioni meno stabili rispetto all'ETRF2000. Da un lato, si ritiene che ulteriori miglioramenti si potrebbero ottenere approfondendo ulteriormente lo studio, ed eventualmente ampliando il data-set utilizzato. Dall'altro lato, la natura del territorio italiano, situato su una zona di confine tra le placche continentali eurasiatica ed africana, non consente di determinare una trasformazione semplice e generalizzabile su tutta l'area di interesse, per cui non si ritiene possibile raggiungere risultati considerevolmente migliori di quelli qui riportati.

L'approccio di calcolo PPP è poi stato oggetto di studio anche da un punto di vista dei rilievi in ambito tecnico, ovvero ad un suo possibile utilizzo per quelle applicazioni in cui la riduzione dei tempi di stazionamento sia un aspetto fondamentale. È stato quindi svolto uno studio a partire da un anno di dati giornalieri, provenienti da 14 stazioni permanenti, i quali sono stati suddivisi in file più corti delle 24 ore originali, in modo da simulare sessioni di acquisizione delle osservabili GNSS di più breve durata. In particolare sono stati analizzati tempi di osservazione di 12, 6, 3 ore, 1 ora e mezzora. Particolare attenzione è stata dedicata all'analisi degli errori formali stimati dal software GIPSY, i quali costituiscono l'unico strumento a disposizione dell'operatore per giudicare la qualità della soluzione ottenuta. In sintesi, i risultati di maggiore interesse ottenuti in questo test sono:

- la ripetibilità delle soluzioni PPP, intesa come scarto quadratico medio dei residui rispetto ad un valore di riferimento delle coordinate, rimane di ordine millimetrico per tempi di osservazione di 24, 12 e 6 ore. Si raggiungono valori intorno al centimetro per tempi di osservazione di 3 ore, mentre per le soluzioni provenienti da file della durata di un'ora i valori di dispersione rimangono entro i 5 cm, diventando infine di ordine decimetrico per tempi di acquisizione dei dati di mezzora.
- Le soluzioni PPP rimangono accurate anche per i tempi di acquisizione più brevi, con livelli di *bias* rispetto al *reference frame* formale sempre inferiori al centimetro.

- L'errore formale fornito dal software GIPSY è uno strumento affidabile per individuare le soluzioni grossolanamente sbagliate, quindi quelle potenzialmente più problematiche per un utilizzo tecnico del PPP. Per le soluzioni maggiormente precise invece l'errore formale tende ad essere sottostimato rispetto a quello reale in quasi i 20% dei casi.
- Una stima più affidabile della precisione di una soluzione PPP può essere ottenuta associando alle soluzioni ottenute ad ambiguità iniziale di fase fissata, l'errore formale determinato da GIPSY per la corrispondente soluzione ad ambiguità *float*. Si precisa che l'operazione è lecita dal momento che la soluzione PPP ad ambiguità fissata è una diretta evoluzione di quella ad ambiguità non fissata, che il software deve comunque produrre, con la relativa matrice di correlazione, durante la fase di calcolo.

Questi risultati non mettono allo stato attuale il PPP in diretta concorrenza con le tecniche di rilievo GNSS relative, grazie alle quali si possono ottenere precisioni superiori, in particolare per i tempi di osservazione più brevi. È però interessante ricordare che qualunque tecnica di calcolo relativa, in particolare RTK ed NRTK, per funzionare al meglio necessita di una infrastruttura geodetica presente ed attiva sul territorio oggetto del rilievo, mentre con l'approccio PPP è comunque possibile ottenere le precisioni citate anche in aree remote del pianeta, o in aree in cui le infrastrutture geodetiche abbiano subito gravi danni, magari a causa di una calamità naturale.

È stato infine valutato il contesto regionale emiliano-romagnolo dal punto di vista delle infrastrutture geodetiche presenti sul territorio. Si ricorda infatti l'importanza delle reti di stazioni permanenti distribuite sul territorio che erogano servizi di posizionamento in tempo reale NRTK, così come quella di reti passive quali la rete di raffittimento GPS-7, che costituisce il mezzo di accesso al sistema di riferimento ufficiale per rilievi svolti con tecniche di posizionamento relativo. È fondamentale verificare che tutte le infrastrutture geodetiche coesistenti su uno stesso territorio parlino la stessa lingua, ovvero siano inquadrare nello stesso sistema di riferimento, senza che l'utilizzo dell'una piuttosto che dell'altra introduca un *bias* nelle coordinate ottenute a valle di un rilievo. È stato svolto un test, rilevando in modalità NRTK alcuni punti appartenenti all'infrastruttura geodetica GPS-7, che ha evidenziato un *bias* di circa 2 centimetri sulla componente Nord tra le coordinate rilevate e quelle di monografia dei vertici. Non è chiaro a quale delle due reti sia da imputare il *bias* nel sistema di riferimento, ma l'argomento è degno di ulteriore approfondimento, al di là dell'aspetto metrico, dal punto di vista della correttezza metodologica con la quale vengono gestiti i servizi geodetici.

Si vuole concludere con alcune note e alcune considerazioni critiche. Innanzi tutto, nell'intero lavoro non è stato affrontato l'aspetto delle quote, se non a livello di inquadramento generale. Questo presenta infatti un ulteriore livello di complessità rispetto agli argomenti trattati, ed è attualmente oggetto di studio e discussione anche in ambito scientifico internazionale.

I sistemi di riferimento geodetici, o meglio i *frame* che li materializzano, hanno una natura dinamica che, con le precisioni consentite dalle tecniche di rilievo moderne, non può più essere trascurata. È diventato quindi fondamentale che al dato geometrico espresso in termini di coordinate venga sempre associata una collocazione temporale, in termini di epoca di riferimento alla quale si riferiscono le coordinate stesse, nonché l'informazione relativa al Datum utilizzato.

Rimane di fondamentale importanza la diffusione sul territorio di infrastrutture geodetiche, sia attive che passive, che agevolino il posizionamento satellitare di precisione da un lato, ma anche l'utilizzo delle tecniche classiche dall'altro, in particolare in quei contesti dove la scarsa visibilità del cielo limita le tecniche GNSS. È fondamentale però che tutte le infrastrutture che diffondono il Datum geodetico sul territorio siano correttamente gestite.

Bibliografia

Sistemi GNSS, analisi dei dati e modelli

- ❖ http://www.positim.com/navsys_overview.html
- ❖ Bertiger W, Desai SD, Haines B, Harvey M, Moore AW, Owen S, Weiss JO (2010) Single receiver phase ambiguity resolution with GPS data. *J Geod* 84(5):327–337
- ❖ Cina A (2014) Dal gps al gnss (global navigation satellite system). Per la geomatica. Editore CELID. Cap 2-3-4-7-9-10
- ❖ Eckl MC, Snay R a., Soler T, et al (2001) Accuracy of GPS-derived relative positions as a function of interstation distance and observing-session duration. *J Geod* 75:633–640. doi: 10.1007/s001900100204
- ❖ Ghoddousi-Fard R, Dare P (2006) Online GPS processing services: An initial study. *GPS Solut* 10:12–20. doi: 10.1007/s10291-005-0147-5
- ❖ Griffiths J, Ray JR (2009) On the precision and accuracy of IGS orbits. *J Geod* 83(3–4):277–287
- ❖ Kedar S, Hajj GA, Wilson BD, Heflin MB (2003) The effect of the second order GPS ionospheric correction on receiver positions. *Geophys Res Lett* 30(16):1829
- ❖ Kouba J (2008) Implementation and testing of the gridded Vienna mapping function 1 (VMF1). *J Geod* 82(4–5):193–205
- ❖ Lazio P (2007) Constraining Network Adjustments to OPUS-RS Coordinate Observations. *J Surv Eng* 133:106–113. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9453(2007)133:3(106)
- ❖ Leick A, Rapoport L, Tatarnikov D (2015) *GPS Satellite Surveying*, 4th Edition
- ❖ Lomb NR (1976) Least-squares frequency analysis of unequally spaced data. *Astrophys Space Sci* 39(2):447–462
- ❖ Mao A, Harrison CGA, Dixon TH (1999) Noise in GPS coordinate time series. *J Geophys Res* 104(B2):2797–2816
- ❖ Ofmann-Wellenhof B., Lichtenegger H., Collins J. (2001) *Global Positioning System - Theory and Practice* – Springer
- ❖ Pearson K (1895) Note on regression and inheritance in the case of two parents. *Proc R Soc Lond* 58(347–352):240–242
- ❖ Sato T, Miura S, Ohta Y, et al (2008) Earth tides observed by gravity and GPS in southeastern Alaska. *J Geodyn* 46:78– 89. doi: 10.1016/j.jog.2008.03.004

- ❖ Scargle JD (1982) Studies in astronomical time series analysis. II- Statistical aspects of spectral analysis of unevenly spaced data. *Astrophys J* 263:835–853
- ❖ Soler T, Michalak P, Weston ND, et al (2006) Accuracy of OPUS solutions for 1- to 4-h observing sessions. *GPS Solut* 10:45–55. doi: 10.1007/s10291-005-0007-3

Sistemi di riferimento internazionali

- ❖ <http://www.epncb.oma.be/>
- ❖ <http://www.euref.eu/>
- ❖ <http://www.igs.org/>
- ❖ <http://acc.igs.org/igs-frames.html>
- ❖ http://www.iers.org/IERS/EN/Home/home_node.html
- ❖ <https://confluence.qps.nl/pages/viewpage.action?pageId=29855173>
- ❖ https://en.wikipedia.org/wiki/World_Geodetic_System
- ❖ Altamimi Z, Boucher C (2002) The ITRS and ETRS89 relationship: new results from ITRF2000. In: Torres J, Hornik H (eds) *Mitteilungen des BKG*, vol 10. EUREF, Frankfurt, pp 49–52
- ❖ Boucher C, Altamimi Z (2011) Memo: specifications for reference frame fixing in the analysis of a EUREF GPS campaign. [http:// etrs89.ensg.ign.fr/memo-V8.pdf](http://etrs89.ensg.ign.fr/memo-V8.pdf)
- ❖ Bruyninx C, Becker M, Stangl G (2001) Regional densification of the IGS in Europe using the EUREF permanent GPS network (EPN). *Phys Chem Earth, Part A* 26(6):531–538
- ❖ Bruyninx C, Altamimi Z, Caporali A, Kenyeres A, Lidberg M, Stangl G, Torres JA (2013) Guidelines for EUREF densifications.
ftp://epncb.oma.be/pub/general/Guidelines_for_EUREF_Densifications.pdf
- ❖ Dong D, Fang P, Bock Y, Cheng MK, Miyazaki S (2002) Anatomy of apparent seasonal variations from GPS-derived site position time series. *J Geophys Res* 107(B4):2075
- ❖ Freymueller J (2009) Seasonal position variations and regional reference frame realization. In: *Geodetic reference frames*. Springer, Berlin, pp 191–196
- ❖ Legrand J, Bruyninx C (2009) EPN reference frame alignment: consistency of the station positions. *Bull Geod Geomat* 68:19–34
- ❖ Rebischung P, Griffiths J, Ray J, Schmid R, Collilieux X, Garayt B (2011) IGS08: the IGS realization of ITRF2008. *GPS Solut* 16(4):483–494
- ❖ Rebischung P (2012) [IGSMail-6663] IGB08: an update on IGS08.
<https://igs.csb.jpl.nasa.gov/pipermail/igsmail/2012/007853.html>

- ❖ Wang G, Kearns T, Yu J, Saenz G (2014) A stable reference frame for landslide monitoring using GPS in the Puerto Rico and Virgin Islands region *Landslides* 11:119–129

Reti geodetiche nazionali

- ❖ <ftp://87.30.244.175/> (RDN)
- ❖ <http://host154-194-static.207-37-b.business.telecomitalia.it/rdn/rdn.php>
- ❖ <https://geoportale.regione.emilia-romagna.it/it>
- ❖ Barbarella M, Gandolfi S, Ricucci L, Zanutta A (2009) The new Italian geodetic reference network (RDN): a comparison of solutions using different software packages. In: Proceedings of EUREF symposium, Florence, Italy, 27–30 May
- ❖ Barbarella M., Gandolfi S., Poluzzi L., Tavasci L., (2013) Il monitoraggio della rete Rete Dinamica Nazionale dal 2009 al 2013: aspetti geodetici e applicativi, Atti 17a Conferenza Nazionale ASITA, Riva del Garda 5-7 novembre 2013 (ISBN 978-88-903132-5-7), pp 95-102.
- ❖ Barbarella M (2015) Il nuovo Sistema Geodetico Nazionale: una opportunità o un impiccio? *Bollettino dell'Associazione Italiana di Cartografia*, 153, pp.4-18
- ❖ Cenni N., Baldi P., Barbarella M., Belardinelli M. E., Gandolfi S., Loddo F., Mantovani E., Poluzzi L., Tavasci L., Viti M., (2015) Caratteristiche delle stazioni GNSS permanenti italiane, ASITA 2015, 29-30 Settembre - 1 ottobre 2015, Lecco - Polo di Lecco del Politecnico di Milano, 853-859
- ❖ Gandolfi S., Poluzzi L., Tavasci L., (2013) Il Precise Point Positioning per il calcolo di reti di stazioni permanenti GNSS regionali, Atti 17a Conferenza Nazionale ASITA, Riva del Garda 5-7 novembre 2013 (ISBN 978-88-903132-5-7), 753-759.
- ❖ Gandolfi S, Tavasci L, (2012) L'analisi di consistenza di archivi di reti di stazioni permanenti GNSS per la valutazione della qualità di un servizio di posizionamento in tempo reale: PAT-NET_GNSS, Atti 16a Conferenza Nazionale ASITA, Fiera di Vicenza 6-9 novembre 2012 (ISBN 978-88-903132-5-7), pp 717-722
- ❖ Gandolfi S, Tavasci L, (2013) Procedure per l'analisi di consistenza e qualità di archivi di reti di stazioni permanenti GNSS: applicazione alla nuova rete dinamica nazionale RDN. *Bollettino SIFET* (ISSN 1721-971X), 2013, 1, 55-66
- ❖ Tavasci L (2015) "Proposta di linee guida e norme tecniche sulle modalità di utilizzo della rete GPS-7 quale elemento portante per la certificazione di rilievi ed elaborati topografici svolti, con le differenti metodologie oggi disponibili sul territorio dell'Emilia

Romagna, per scopi di aggiornamento del territorio dell'Emilia-Romagna, per scopi di aggiornamento del DBTR e anche all'interno di procedure automatiche di aggiornamento cartografico (MUDIC)" Relazione tecnica per conto di Regione Emilia-Romagna – Servizio statistica e informazione geografica.

- ❖ Tavasci L (2015) "Proposta di norme tecniche e linee guida sulle modalità di utilizzo delle reti GPS-7 quale elemento di riferimento per calibrazione e/o certificazione di un rilievo eseguito con strumentazione GNSS in tempo reale sia che esso sia derivante da un servizio di posizionamento in tempo reale sia che sia derivante da un posizionamento relativo tradizionale." Relazione tecnica per conto di Regione Emilia-Romagna – Servizio statistica e informazione geografica.
- ❖ Tavasci L (2015) "Proposta di aggiornamento delle specifiche tecniche per l'ammodernamento della rete GPS-7 a partire dalle specifiche tecniche già adottate da Regione Emilia-Romagna per la realizzazione della prima versione della rete geodetica regionale, che recepisca i progressi scientifici e tecnologici e normativi degli ultimi 12 anni." Relazione tecnica per conto di Regione Emilia-Romagna – Servizio statistica e informazione geografica.

Precise Point Positioning

- ❖ <https://gipsy-oasis.jpl.nasa.gov/>
- ❖ Abdallah A, Schwieger V (2015) The Effect of Convergence Time on the Static- PPP Solution The Effect of Convergence Time on the Static- PPP Solution.
- ❖ Bisnath S, Gao Y (2009) Current state of precise point positioning and future prospects and limitations. In: Observing our changing earth. Springer, Berlin, pp 615–623. doi:10.1007/978-3-540-85426-5_71
- ❖ Cina A (2014) Dal gps al gnss (global navigation satellite system). Per la geomatica. Editore CELID. Cap 11 (157-164)
- ❖ Collins P, Lahaye F, Heroux P, Bisnath S (2008) Precise Point Positioning with Ambiguity Resolution using the Decoupled Clock Model. In: Proceedings of the 21st International Technical Meeting of the Satellite Division of The Institute of Navigation (ION GNSS 2008). pp 1315–1322
- ❖ Domeneghetti A (2014) Flood risk mitigation in developing countries: deriving accurate

- topographic data for remote areas under severe time and economic constraints.
- ❖ Gandolfi S, Gusella L, Milano M (2005) Precise point positioning: studio sulle accuratezze e precisioni ottenibili. *Boll di Geod e Sci Affin* 64:227–253.
 - ❖ Gandolfi S., Tavasci L., Poluzzi L. (2015) Precisioni ottenibili dall'approccio PPP mediante uso di parametri di trasformazione regionali, ASITA 2015, 29-30 Settembre - 1 ottobre 2015, Lecco - Polo di Lecco del Politecnico di Milano, 869-874
 - ❖ Gandolfi S, Tavasci L, Poluzzi L (2015) Improved PPP performance in regional networks. *GPS Solut* 1–13.
 - ❖ Geng J, Teferle FN, Shi C, et al (2009) Ambiguity resolution in precise point positioning with hourly data. *GPS Solut* 13:263–270. doi: 10.1007/s10291-009-0119-2
 - ❖ Héroux P, Gao Y, Kouba J, Lahaye F (2001) Products and applications for Precise Point Positioning-Moving towards real-time. *Proc. ION GNSS 2004*, Institute of Navigation, Long Beach, CA, September 21-24: 1832–1843
 - ❖ Kouba J, Héroux P (2001) Precise Point Positioning Using IGS Orbit and Clock Products. *GPS Solut* 5:12–28. doi: 10.1007/PL00012883
 - ❖ Hurst K (1995) Precise orbital products available from JPL. *GIPSY- OASIS II Newsletter*. V2N1, 1–3.
ftp://sideshow.jpl.nasa.gov/pub/usrs/PS-DOCUMENTS/GOA_newsletter_v2n1.ps
 - ❖ Volkens C (2005) Stochastic deficiencies using precise point positioning. In: *Proceeding of EUREF symposium of the IAG sub-commission for Europe (EUREF)*. Bratislava, Slovakia, 2–5 June 2004, EUREF Publication No. 14, *Mitteilungen des Bundesamtes für Kartographie und Geodäsie*, Band 35, pp 302–308
 - ❖ Soykan M, Alta E (2011) Precise point positioning versus traditional solution for GNSS networks. *Sci Res Essays* 6:799–808. doi: 10.5897/SRE10.799
 - ❖ Webb FH, Zumberge JF (1997) An introduction to GIPSY/OASIS-II. JPL Publication D-11088, Jet Propulsion Lab, Pasadena
 - ❖ Zumberge J, Heflin M (1997) Precise point positioning for the efficient and robust analysis of GPS data from large networks. *J. Geophys. Res.*, 102(B3), 5005–5017, doi:10.1029/96JB03860

Ringraziamenti

Grazie a Stefano, che mi ha proposto questa “avventura”, stimolato, supportato...e sopportato.

I miei ringraziamenti vanno anche a Maurizio e Luca per le pazienti consulenze e le discussioni costruttive.

Grazie alle persone che “popolano” quell’ala del terzo piano, sopracitati compresi, che tra tutti i casini poi un sorriso davanti ad una macchinetta del caffè o ad una tavola imbandita lo tirano sempre fuori.

Grazie a Laura, che ha condiviso con me una bella fetta di questo lavoro, ed agli altri tesisti/studenti con cui ho avuto a che fare...

...ma in particolare grazie ai miei coll...compari (che se vi chiamo colleghi poi sembra che abbiamo un lavoro vero): Baaf, Emanuele, Fede, Franca, Francesca, Lambert, Marghe, Michy (grazie del supporto e delle cazziate, non solo per questa tesi) e pollame vario...e soprattutto grazie ai compagni di avventura Poluz (senza il quale avrei potuto scrivere la metà di quel che ho scritto) e Dieghino...che se non lo sento brontolare un po’ davanti ad un caffè la mattina non mi sveglio!

Infine, grazie a Michela, il mio punto di riferimento, certamente dinamico, che mi ha insegnato le cose più importanti senza spiegarmi nulla...e grazie agli amici che in questi anni mi hanno dato quello di cui avevo sempre sentito il bisogno, condividendo con sano egoismo i momenti più spensierati ed ascoltandomi in quelli difficili, ma soprattutto muovendo il *coolò* alla ricerca di inutili amenità più o meno verticali: Ago, Martin, Carlotta, Paolo, Eli, Juri, Sancio, Giova, Rik e gli altri cinghiali che girano con noi ogni tanto...“NEVER STOP EXPLORING”!