

ALMA MATER STUDIORUM A.D. 1088
UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

SCUOLA DI SCIENZE

Corso di Laurea Magistrale in Geologia e Territorio
Dipartimento di Scienze Biologiche, Geologiche ed Ambientali

Tesi di Laurea Magistrale

SFIDE ALLA GEOLOGIA: LE OPERE DI MIOZZI E
CALATRAVA A VENEZIA

Candidato:

Dr. Vincenzo D'Oriano

Relatore:

Prof.ssa Silvia Castellaro

Sessione Ottobre 2016
Anno Accademico 2015-2016

Una parte importantissima della via è senz'altro il ponte.

Ma non tutti i luoghi saranno adatti alla sua costruzione. [...]

Esso va sempre ubicato laddove sia possibile costruirlo con facilità

e senza dover sostenere spese eccessive, e dove anche si possa

confidare in una sua lunga durata.

Leon Battista Alberti

Sommario

Premessa	5
CAPITOLO 1.....	9
VENEZIA È UNA CITTA' DI PONTI: tecniche costruttive e problematiche geologiche	9
Tecniche costruttive delle fondazioni	9
Problematiche geologiche della Laguna.....	13
CAPITOLO 2.....	17
INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO	17
Area di studio.....	17
Inquadramento geodinamico	18
Evoluzione pre-aternaria.....	20
Evoluzione quaternaria.....	22
Genesi della laguna di Venezia	23
Storia sismica della laguna di Venezia	26
CAPITOLO 3.....	30
DUE PONTI SUL CANAL GRANDE	30
IL PONTE DEGLI SCALZI	30
IL PONTE DELLA COSTITUZIONE	34
Dati stratigrafici ricavati da letteratura	37
CAPITOLO 4.....	40
LE NOSTRE INDAGINI	40
ACQUISIZIONE E ANALISI DATI SULLE STRUTTURE	40
Il Ponte della Costituzione	41
1° E 2° MODO DI OSCILLARE: TRASVERSALE e VERTICALE a 1.5 Hz.....	43
3° MODO DI OSCILLARE: FLESSIONALE VERTICALE (2Hz).	46
4° MODO DI OSCILLARE: TORSIONALE (TRASVERSALE + VERTICALE 2.7 Hz).....	48
Confronto con altri risultati di letteratura.....	51
Il Ponte degli Scalzi	53
ACQUISIZIONE E ANALISI DATI SUL SOTTOSUOLO: Tecniche di indagine	55
GENERALITA' SULLE INDAGINI MULTICANALE A ONDE DI SUPERFICIE	55
Indagine sismica passiva a stazione singola H/V	59
Indagine sismica passiva multicanale ReMi™	61

ACQUISIZIONE E ANALISI DATI DEL SOTTOSUOLO PER I 2 PONTI IN ESAME: Risultati	64
PROVA HVSR o H/V.....	65
Ricerca della sorgente antropica	68
PROVA ReMi™	71
ELABORAZIONE PROFILO DEL SOTTOSUOLO.....	72
ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE	75
SPETTRO DI RISPOSTA SEMPLIFICATO.....	76
SPETTRO DI RISPOSTA NON SEMPLIFICATO	79
ANALISI DATI ACCELEROMETRICI ALLA MEZZERIA DEL PONTE DELLA COSTITUZIONE	84
Rispetto dei valori di accelerazione di normativa	87
CAPITOLO 5.....	90
DISCUSSIONE E CONCLUSIONI.....	90
Vulnerabilità sismica dell’opera	90
Ringraziamenti.....	95
APPENDICE A	97
Dinamica dei sistemi ad un grado di libertà	97
Analisi modale	102
APPENDICE C.....	106
Risposta sismica locale	106
Esempio: suolo rigido non smorzato al tetto di un bedrock rigido	107
Bibliografia.....	111

Premessa

A Venezia il primo ponte sul Canal Grande fu costruito nel 1252 sotto il doge Rainero Zeno: *era un ponte in legno, detto della Moneta, a cagione della tassa di pedaggio che si pagava attraversandolo. Sin dal principio tanto savi furono gli accorgimenti presi per la sua collocazione che non si trattò mai, e fu anzi cosa impossibile, di praticarvi alcun cangiamento* (Rondelet, 1841). Nello stesso luogo oggi sorge il ponte di Rialto (Miozzi, 1935), il primo dei quattro ponti sul Canal Grande.

Eretti attraverso i secoli, i ponti di Venezia furono costruiti con tecniche costruttive e materiali differenti, in cerca della soluzione più adatta e sicura per l'ambiente lagunare. Ciò che contraddistingue Venezia dalle altre città è proprio questa "condizione al contorno", con la quale gli ingegneri veneziani dovettero e devono convivere.

Questo lavoro di si focalizza sul comportamento sismico del ponte degli Scalzi (Figura 1) di Eugenio Miozzi (1934) e del ponte della Costituzione (Figura 2) di Santiago Calatrava (2008), opere architettoniche di grande bellezza e innovazione che costituiscono anche il biglietto da visita della città, in quanto sono le prime nelle quali un turista che giunga via terra si imbatte.



Figura 1, Visione del ponte degli Scalzi dalle fondamenta di S. Simeone Piccolo. In secondo piano compare la Chiesa degli Scalzi.



Figura 2, Il ponte della Costituzione osservato dalle fondamenta de la Croce.

Dopo un approfondimento sulle tecniche costruttive delle fondazioni veneziane con le relative problematiche geologiche (Capitolo 1) e una ricerca sull'ambiente lagunare da un punto di vista geologico e sismologico (Capitolo 2), passeremo ad una descrizione degli aspetti architettonici e strutturali delle due opere (Capitolo 3). Il Capitolo 4 e il Capitolo 5 rappresentano il nucleo dell'elaborato, nel quale ricadono le indagini da noi direttamente eseguite, che mirano alla caratterizzazione dinamica passiva delle strutture e del loro sottosuolo di fondazione.

Caratterizzare dal punto di vista dinamico una struttura e un terreno significa determinarne le caratteristiche di rigidità e di massa (o, meglio, gli spessori degli strati, nel caso del terreno), che, insieme, rappresentano i modi di vibrare nei termini di frequenze, ampiezze e smorzamenti. La conoscenza della risposta dinamica di una struttura e di un terreno è un passo necessario nella progettazione antisismica, negli interventi di adeguamento antisismico e nella pianificazione territoriale ed urbanistica.

Secondo la sismologia storica, Venezia non è mai stata colpita in modo diretto da terremoti nel suo immediato sottosuolo, tuttavia ha riportato diversi danni, in occasione di terremoti limitrofi, particolarmente di quelli avvenuti in Carinzia o in Slovenia ma anche, per citare un evento recente, in occasione del terremoto di Mirandola (Modena) del 2012.

Nella storia veneziana pressoché nulla è stato progettato o costruito con obiettivi antisismici e questo rende la città estremamente vulnerabile, come ha mostrato molte volte in passato.

In questa tesi intendiamo studiare il comportamento sotto sisma delle due principali opere nelle quali un turista che giunga a Venezia via terra (treno o auto) necessariamente si imbatte.

La caratterizzazione dinamica delle opere in esame sarà anche utile, al di là degli eventi sismici, in quanto indica lo stato di salute attuale delle stesse e potrà essere usata negli anni a venire per verificare come

queste invecchino o per verificare in modo quantitativo gli effetti degli interventi di restauro o manutenzione che esse subiranno.

La caratterizzazione dinamica delle strutture e dei loro terreni di fondazione rientra nel così detto “fascicolo del fabbricato”, ossia quella sorta di “libretto sanitario” dell’insieme suolo-struttura la cui obbligatorietà viene da anni invocata, in particolare dopo ogni evento sismico distruttivo come quello che ha colpito il centro Italia il 24 agosto 2016.

CAPITOLO 1.

VENEZIA È UNA CITTA' DI PONTI: tecniche costruttive e problematiche geologiche

Tecniche costruttive delle fondazioni

La laguna è un ambiente geologico caratterizzato da un'alternanza di letti stratificati di granulometria variabile, da argilla a limi a sabbie. Il sottosuolo di Venezia non è uniforme e presenta in generale da una bassa capacità portante¹ in superficie e ad una media in profondità (De Miranda, et al., 2008). Le tecniche costruttive delle fondazioni hanno dovuto saper ovviare alla mancanza di roccia intatta, ricercando espedienti pratici e di lunga durata. I pali in legno infissi costituiscono lo stratagemma che i veneziani seppero intuire per edificare la città.

Ecco un brano del XVII secolo che evidenzia lo stupore nel vedere realizzate opere monumentali come il ponte del Rialto al di sopra di un substrato problematico:

il nuovo ponte del Rialto può senza dubbio esser per l'ottava meraviglia del Mondo riputato, imperochè non è alcuno, e specialmente forestiero, che vedendolo non resti attonito, considerando la macchina, il modello, l'architettura, e in particolare il sito e le sue fondamenta, che riposano sul terreno molle di queste lagune (Stringa, 1604).

Come detto, la tecnica utilizzata per le fondazioni fa uso di pali in legno infissi.

Le più antiche fondazioni (Miozzi, 1934) erano costituite da paletti di circa un metro di lunghezza del diametro di 10-15 cm in sommità, tagliati a punta senza armatura metallica e infissi uno accanto all'altro. Un esempio di questa tipologia di palificata venne trovato durante i lavori di apertura del Rio Papadopoli, di origine romana forse destinati al sostegno di una banchina.

¹ Capacità portante: è la capacità di un terreno di sopportare le sollecitazioni di compressione verticale dovute ad un carico sovrastante.



Figura 3, Paletti di vecchie fondazioni rinvenute nello scavo del Rio Novo, (Miozzi, 1934)

È importante sottolineare che analoghi tipi di fondazione sono state ritrovate anche in ambienti non lagunari. Emblematico esempio si è riscontrato negli scavi praticati nel 1910 nella Cappella di S. Aquilino della Basilica di San Lorenzo in Milano (Figura 4)

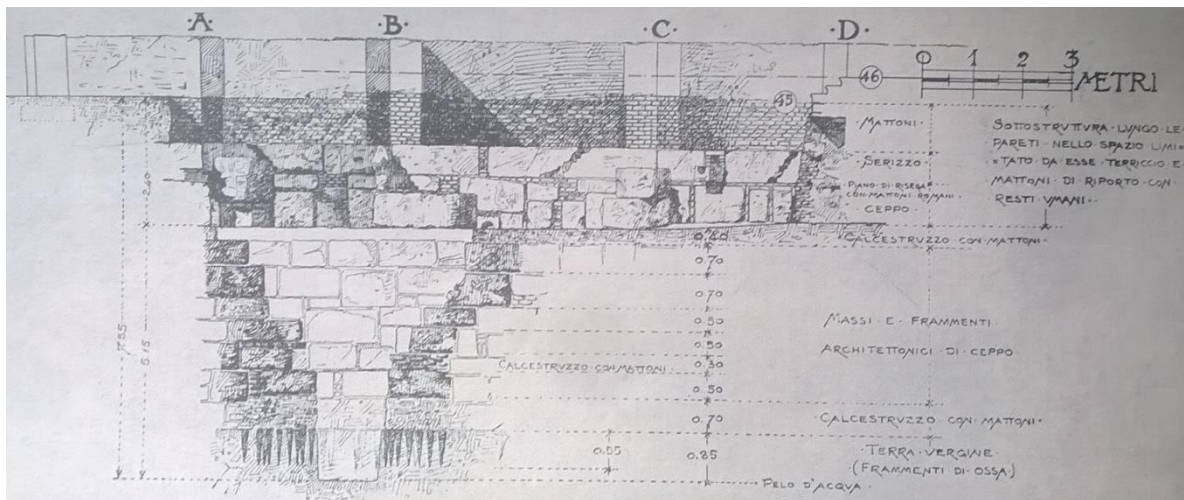


Figura 4, Fondazioni romane a Milano in corrispondenza della cappella di S. Aquilino, (Miozzi, 1934)

Il sistema di palificata di costipamento è sicuramente il più comune. Lo ritroviamo sotto il campanile di S. Agnese e sotto la Chiesa di San Marco. Quest'ultima mostrò di essere fondata su paletti non più lunghi di un metro e cinquanta e così per il campanile di San Marco (Figura 5).

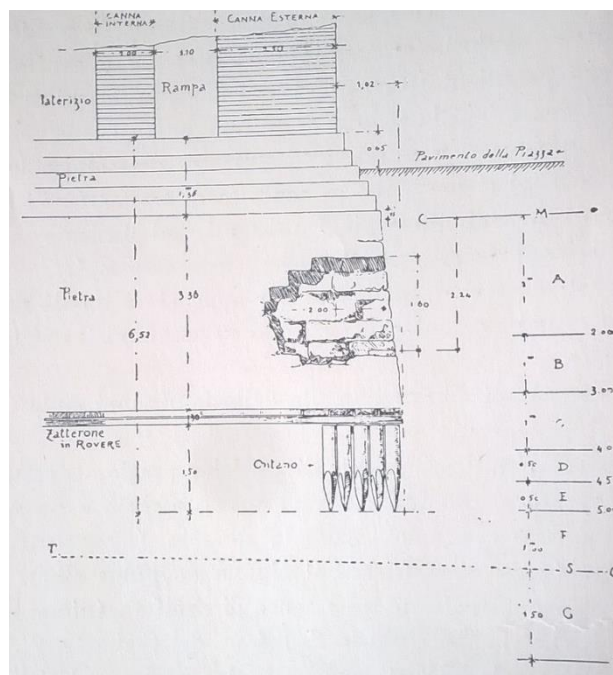


Figura 5, Le fondazioni del vecchio campanile di S. Marco, (Miozzi, 1934)

Negli edifici più antichi la palificata non svolge una vera funzione portante, ma ha il solo compito di addensare la struttura dei terreni. Solo in periodi posteriori si arrivò al concetto della trasmissione dei carichi dalla superficie a strati più consistenti tramite pali, così anche da suddividere il peso su una più ampia superficie.

Fino al XVI secolo, per infiggere le palificate venivano impiegati delle sorte di mazze battenti governate a mano. La procedura veniva eseguita in acqua e prevedeva all'inizio l'erezione di "palancolate" attorno al punto di infissione; quindi si procedeva con la rimozione tramite pompaggio dell'acqua all'interno del cassone appena costruito per terminare con la battitura di pali della lunghezza variabile da 3 a 6 metri.

Solitamente la densità della palificata era di 9 pali per metro quadro, che poteva aumentare nel caso fosse stato necessario ottenere un suolo più compattato (Figura 6).

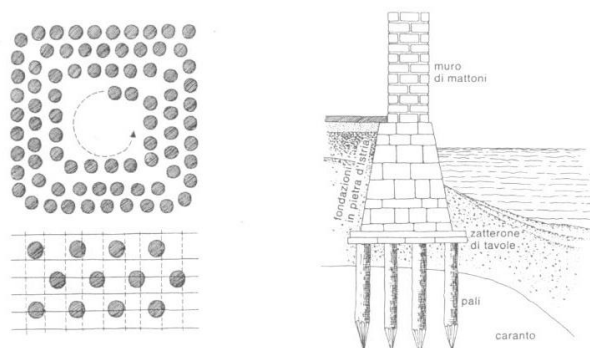


Figura 6, Fondazioni degli edifici veneziani (Murat, et al., 1995).

Al giorno d'oggi le fondazioni dei ponti (Valore, 2005) possono classificarsi in:

- Fondazioni dirette: plinti, platee con piano di posa orizzontale o inclinato. Questa tipologia di fondazione può poggiare su terreni precedentemente irrigiditi tramite jet-grouting
- Fondazioni profonde: pali (ponte di Rialto e degli Scalzi); elementi di diaframma (ponte della Costituzione).
- Fondazioni speciali su cassoni
- Fondazioni miste

Una buona caratterizzazione geotecnica dei terreni richiede indagini accurate e puntuali in situ e in laboratorio. Ogni terreno infatti presenta proprie peculiarità derivanti dall'ambiente di formazione originario (composizione mineralogica, tessitura e struttura a piccola e grande scala, etc.) e dalle vicissitudini geologiche a cui è stato sottoposto (faglie, strutture plicative, sovraconsolidazione dei terreni argillosi, etc.)

La sola presenza di un corso d'acqua (Valore, 2005) ad esempio può produrre nel tempo variazioni della configurazione dell'alveo e quindi dell'estradosso dei terreni di fondazione.

La scelta e il tipo di fondazione dipende principalmente, oltre alle caratteristiche litologiche e strutturali già citate, dalla presenza di falda idrica sotterranea e dal conseguente regime delle pressioni interstiziali, dalla suscettività dei terreni alla liquefazione e dai limiti di accettabilità dei cedimenti.

Nella città sono identificabili due tipologie strutturali di ponti: ponti ad arco e ponti a trave. Questi ultimi generalmente presentano una ossatura orizzontale poggiante su due imposte: necessitano quindi di rampe di accesso più lunghe rispetto a quelle appartenenti alla tipologia ad arco, le cui rampe sono inclinate e congiungono la chiave di volta alle spalle. Ad ogni modo presentano un vantaggio, in quanto, per via della loro geometria, generano principalmente spinte verticali sulle fondazioni, evitando perciò sforzi tangenziali sul suolo così poco coesivo della laguna.

D'altro canto i ponti ad arco sono i più diffusi poiché riescono ad integrare al meglio la necessità di evitare sbalzi tra il camminamento del ponte e le sponde da collegare, con la necessità di lasciare sufficiente spazio al di sotto, per permettere il passaggio delle imbarcazioni.

I ponti sono strutture spingenti che trasmettono sforzi orizzontali alle fondazioni, le quali a Venezia creano non pochi problemi a causa della "bassa qualità" del sottosuolo. In un arco comunque vincolato, affinché il meccanismo resistente a sforzo normale sia preponderante su quello flettente, tipico della trave, deve destarsi una spinta alle imposte (Arici, 2008). Per questo motivo gli ingegneri veneziani nel tempo hanno proposto due soluzioni per ridurre le spinte orizzontali esercitate dalle fondazioni alla superficie (De Miranda, et al., 2008):

1. Alleggerimento della parte centrale dell'arco.
2. Aumento del peso del ponte in corrispondenza delle imposte e delle fondazioni. Questo porta ad un aumento d'intensità della componente verticale, *raddrizzando* la risultante delle spinte.

Queste soluzioni prettamente strutturali devono essere necessariamente congiunte ad altre di carattere geologico e geotecnico. In un ambiente come quello in questione, solo una dettagliata conoscenza del sito permette una esatta interpretazione ed esecuzione dei sistemi fondari. Una preparazione che coinvolge molte discipline della Scienza della Terra: dalla Meccanica delle Terre per una buona nozione delle proprietà meccaniche dei sedimenti della laguna, all'idrogeologia per la modellazione della rete di flusso delle acque sotterranee, alla sedimentologia.

Problematiche geologiche della Laguna

In generale, i problemi di caratteri geologico che si verificano tutt'oggi possono essere riassunti nei seguenti tre punti, che verranno in parte ampliati e approfonditi nei capitoli seguenti:

1. Terremoti e amplificazione di sito
2. Subsidenza geologica e antropica
3. Interramento della laguna

Le prime notizie storiche riguardanti eventi sismici risalgono al 745 quando Venezia fu colpita da un terremoto che *rovinò molti edifizii e fu terribile per tutte le isole.*

Nel 1093 il terremoto colpì nuovamente la città dove *storse il Campagnel di S. Angelo.*

Nel 1106 il terremoto fu responsabile della distruzione di chiese e palazzi e del maremoto che sconvolse Malmocco: *il mare, come scosso dal suo fondo, penetrando furioso per tutti i porti e le aperture della laguna superava i lidi e tutto inondava. Tante case rovesciate, tanti fondaci guasti. Un'intera isola scomparve ingoiata dai flutti, l'antica Malamocco.*

Dopo pochi anni nel 1117 si scatenò il terremoto di S. Ermagora di cui si tramanda che *fu un grandissimo tremuoto, e venne un'acqua sulfurea (forse metano) che appiccò fuoco alla Chiesa di S. Ermagora.*

Dal XII secolo passiamo al XIV durante il quale il sisma di Villaco del 1348 rovinò molti campanili veneziani e scatenò un maremoto fin dentro la laguna: *Il Canal Grande rimaneva ogni tratto asciutto in modo da lasciare vedere il fondo, mentre l'acqua si riversava ora da un lato ora dall'altro.*

Dalle cronache di Venezia si apprende che durante il sisma del 1511 del Friuli si ebbero molti morti in città a causa della caduta di statue, comignoli e ornamenti di case vecchie. Nei tre secoli seguenti XVII, XVIII e XIX si ebbe una quiete sismica con una diminuzione dell'intensità delle scosse.

Il terremoto di Alpage del 1873, quello di Rimini del 1875 e quello di Lubiana del 1895 fecero risentire i propri effetti su tutta la provincia di Venezia.

Anche durante tutto il novecento una lunga tranquillità venne interrotta episodicamente dal terremoto di Belluno (1936) e più recentemente da quello del Friuli (1976). L'amplificazione sismica di sito riguarda tutte le modifiche che un campo d'onde subisce entrando in una caratteristica area geologica. Tali variazioni affliggono l'ampiezza, il contenuto in frequenza e la durata del

sisma. Da questo si capisce la notevole importanza che ha la conoscenza della risposta sismica locale nelle diverse regioni.

Il fenomeno della subsidenza del territorio veneziano presenta due diverse cause. La prima è naturale, mentre la seconda è indotta dall'uomo.

La prima è legata alle condizioni naturali geo-tettoniche dell'area e alla progressiva consolidazione dei sedimenti a grana fine. Non è un fenomeno costante nel tempo, ma presenta variazioni in funzione del succedersi di differenti eventi erosivi e deposizionali. Le stime dei tassi di subsidenza naturali vengono ricavate da datazione al radiocarbonio eseguite su campioni provenienti da depositi sedimentari torbosi Pleistocenici ed Olocenici (Bortolami, et al., 1985). Il tasso medio di 13 mm/anno è disceso durante i secoli, raggiungendo quello attuali di 0-0.5 mm/anno. La subsidenza naturale dunque giocò un ruolo significativo durante le fasi evolutive della moderna laguna. La subsidenza di origine antropica è causata dall'eccessivo emungimento della falda, che avvenne in modo incisivo durante la forte crescita industriale, dopo la seconda guerra mondiale. Lo sfruttamento (Bramabati, et al., 2003) dell'acquifero è localizzato nei primi 350m della formazione non consolidata del Quaternario (spessa fino a 1000m). L'intensa estrazione ha portato progressivamente ad una notevole diminuzione della pressione dei pori dell'acquifero. Tra il 1968 e il 1969 il tasso di sprofondamento è arrivato a 17mm/anno sopra la zona industriale.

Altro fenomeno geologico che da secoli minaccia la sopravvivenza dell'ambiente lagunare è rappresentato dall'apporto di sedimenti provenienti dai fiumi sia direttamente che indirettamente attraverso i limitrofi sistemi deltizi.

Il problema dell'interramento della laguna era già stato preso in considerazione ai tempi della fiorente Repubblica Veneziana. Cristoforo Sabbadino, scrittore di ingegneria lagunare ci dà *ragguagli sulle condizioni della laguna veneta del suo tempo (1478-1560): essendo questa laguna le mura di questa città di Venetia, et essendo riduta nella piccolezza che la si vede, si può dir che la sia apresso il suo fine. [...] e la esperienza si ha veduto di Ravenna, Altino, Adia, Aquileja, cittadi antiquissime le quai erano in laguna, e [...] di altri lochi li quali si sono convenuti disabitar non per altro che per il cattivo aere causato dagli canedi nasciuti sotto vento [...]. Et è questa laguna alla simiglianza de homo venuto a gli anni della vecchiezza, il quale per la debolezza sua, manca di forza più in uno anno, che non mancaria in dieci nella età sua virille.* E continua sottolineando come le paludi erano avanzate a soli 600-700 m dalla città: *li canali, li rii, le velme e li porti si atterrano occhij vedendo.* Dal documento si evince che lo stato della laguna era ben peggiore in termini di interrimento nel XV e XVI secolo rispetto ai giorni d'oggi. La causa principale risiede nel fatto che il Brenta, il Piave, il Po e gli altri fiumi minori (Bacchiglione, Sile, Zero, Dose, Marzengo, Musone) sfociavano liberamente nella laguna stessa.



Figura 7, Il progetto di Cristoforo Sabbadino per la regolazione del bacino sinistro. Tratta da Miozzi, 1934.

Da quanto detto si evince come i veneziani abbiano saputo rimuovere le cause di interrimento della laguna. Da quando i fiumi sono stati deviati, l'azione delle maree ha ridotto a Venezia *grandissimi specchi di mare*: se il paludo era giunto a S. Secondo ed a S. Giorgio in Alga ora il margine lagunare è arretrato di oltre tre chilometri; così i canali si sono approfonditi (Miozzi, 1934).

CAPITOLO 2.

INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO

Area di studio

La laguna di Venezia è la laguna più estesa del Mediterraneo ed è posizionata nel nord del mar Adriatico (45°N, 12°E). Si estende per quasi 50 km lungo la costa e presenta una larghezza media di 15 km. Ricopre un'area di circa 550 km² ed è soggetta a un regime microtidale: le maree del mar Adriatico governano lo scambio d'acqua nella laguna e danno luogo ad un'escursione variabile stagionale da 35 cm a 100 cm (Molinaroli, et al., 2007).

Particolari condizioni atmosferiche, come forti venti provenienti da meridione (es. *Scirocco*) combinati a bassi valori di pressione atmosferica, producono frequenti mareggiate che tendono ad aumentare il livello massimo marino (Pirazzoli, 1991).

È connessa con il mar Adriatico attraverso tre bocche (Lido, Malamocco e Chioggia, Figura 8) che consentono lo scambio di sedimenti attraverso il ciclo tidale. Quest'ultimo induce il passaggio di circa $390 \cdot 10^6$ m³ di acqua di mare che corrisponde a circa un terzo del volume totale della laguna (Gačić, et al., 2004).

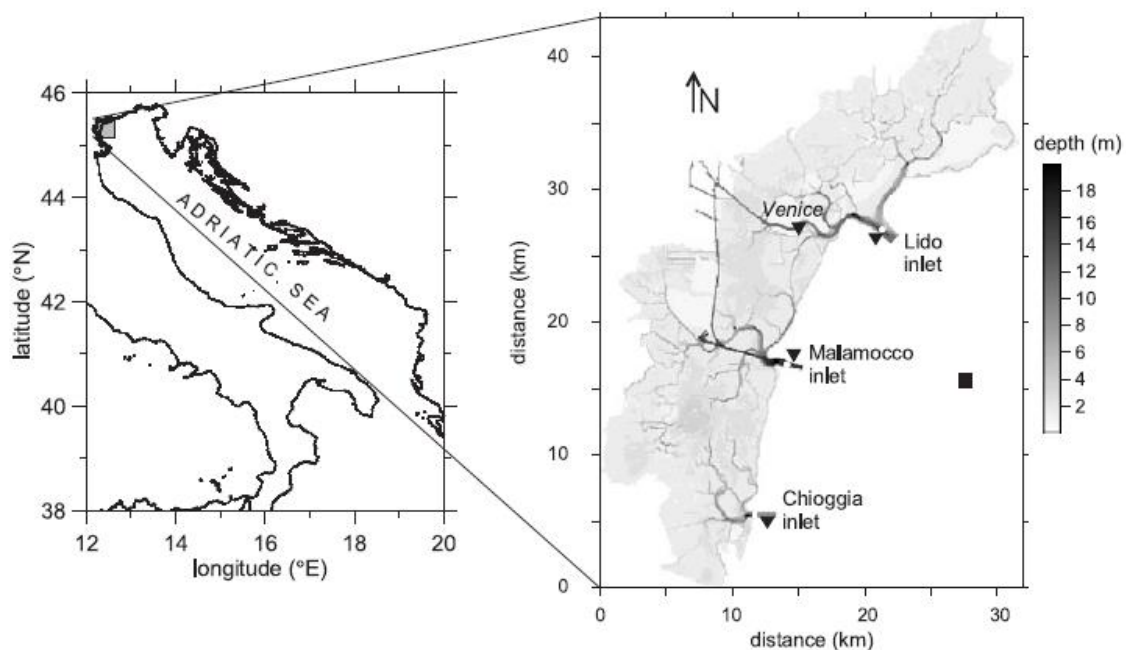


Figura 8, Posizione delle tre bocche: Lido, Malamocco e Chioggia (Gačić, et al., 2004).

La laguna ha un bacino di drenaggio di 1850 km² dal quale provengono circa 35m³/s di acqua dolce attraverso i fiumi Silone, Dese, Naviglio-Brenta e Taglio-Nuovissimo.

La quantità di sedimenti immessi dai tributari è stata misurata per l'anno 1999/2000 pari a 33*10³ tonnellate. Questi preservano il carattere salmastro della laguna che ha un gradiente salinino che varia da 10 a 32 per mille vicino alle bocche di ingresso del mare (Molinaroli, et al., 2007).

Inquadramento geodinamico

La pianura Padana si è originata a seguito del riempimento di età terziaria e quaternaria di un bacino deposizionale che è situato a nord-est della microplacca adriatica (Bondesan, et al., 2004). Si tratta del bacino di avanfossa - avanpaese posizionato tra il settore orientale delle Alpi meridionali e gli Appennini settentrionali.

Le caratteristiche geologico – strutturali tipiche di questo contesto sono raffigurate in Figura 9.

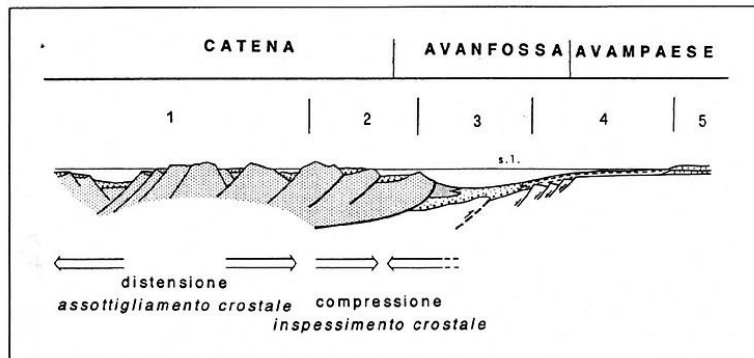


Figura 9, Sezione schematica che evidenzia i rapporti tra i 3 principali domini geologici che si creano durante una orogenesi: la catena montuosa in innalzamento; l'avanfossa e l'avanpaese. Nel primo dominio (1) sono individuabili i bacini interni, che precedono quelli sviluppati in corrispondenza dei sovrascorrimenti (2). Questi ultimi, situati sul fronte della catena, vengono trasportati assieme ad essa e sono denominati bacini di piggy-back. Al di là della catena si apre l'avanfossa (3), ovvero tutta l'area depressa immediatamente dopo la catena. Infine l'avanpaese è suddiviso tra una parte sommersa (4), ed una emersa (5). (modificato Da Boccaletti et al., in Boccaletti e Moratti, 1990)

Nel contesto geodinamico a scala continentale (Figura 10) siamo in una parte della fascia collisionale tra la placca africana e quella europea.

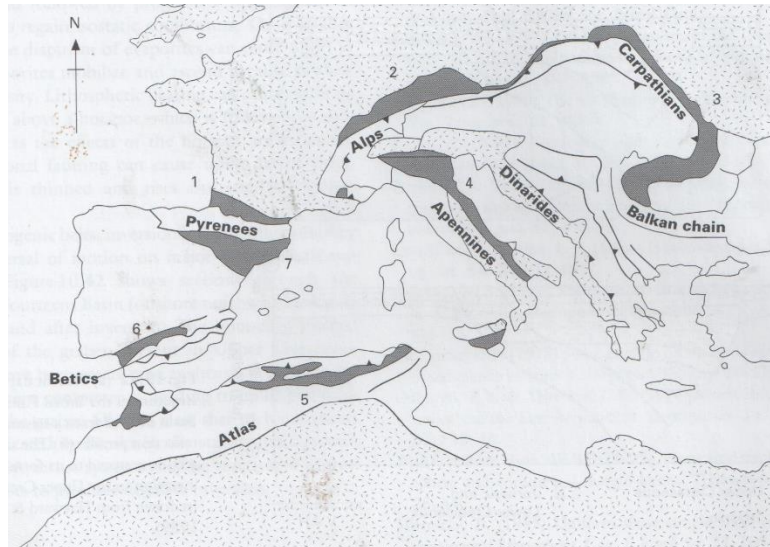


Figura 10, Bacini di avanfossa (rappresentati in nero) associati all'orogenesi Alpina ed Appenninica, (Allen, et al., 1986).

In questo quadro più ampio, la pianura padana assieme alla parte settentrionale del mare Adriatico costituiscono una complessa avanfossa appartenente a tre catene orogenetiche (Mancini, et al., 2007) distinte (Figura 11): gli Appennini, le Alpi e le Dinaridi (Cuffaro, et al., 2010). In particolare rappresenta in parte l'avanfossa e in parte l'avampaese della subduzione appenninica immergente a SW, l'area di retrocatena della subduzione alpina che immerge a SE e infine il bacino di avampaese della subduzione dinarica immergente verso NE.

Appennini, Alpi e Dinaridi sono catene montuose attive e si stanno propagando verso la litosfera Adriatica inducendo una graduale riduzione della placca adriatica (Figura 11).

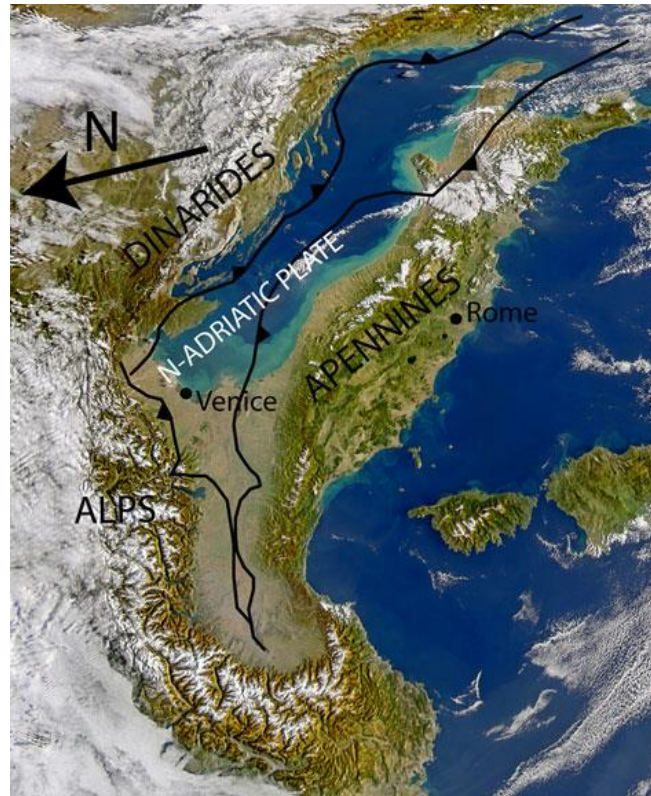


Figura 11, Immagine scattata dallo Space Shuttle della Nasa in corrispondenze dell'area di studio. È possibile osservare l'ubicazione della placca Adriatica settentrionale circondata e deformata dalla Dinaridi, dalla Alpi e dagli Appennini (Bigi, 1990).

Evoluzione pre-quaternaria

La pianura Padana settentrionale (Tosi, et al., 2000), situato all'estremità nord-orientale della microplacca adriatica, ha registrato una lunga successione di eventi sedimentari, magmatici e tettonici. Questi sono stati dimostrati attraverso l'esecuzione di numerosi sondaggi e da indagini geofisiche eseguite dall'AGIP nella seconda metà del XX secolo.

Il pozzo *Assunta 1*, ubicato nel nord del mar Adriatico, ha permesso di estendere il log stratigrafico fino al Paleozoico superiore e Triassico. In particolare ha individuato una formazione di granito a 4711 m di profondità. Questa è stata raggiunta in quanto corrisponde ad un alto strutturale.

Il rilievo aero-magnetico ha inoltre localizzato un potente corpo di vulcaniti Landiniche. Esse sarebbero il prodotto della tettonica estensionale e trascorrente che ha interessato la regione sudalpina nel Permo-Mesozoico. Da un punto di vista petrografico tale successione è caratterizzata da rioliti, andesiti e daciti con intercalati livelli vulcanoclastici.

Per tutto il Giurassico e il Cretaceo si instaura un dominio tettonico estensionale legato al processo di apertura dei bacini della Tetide. In questo contesto cominciò a formarsi la piattaforma carbonatica friulana. Grazie a tassi di subsidenza elevati, i carbonati raggiunsero spessori di 4000m. Nel bacino di Belluno, e quindi nel sottosuolo veneziano, si raggiunse una palobatimetria di 1400m, che venne estinta dalla sedimentazione paleogenica.

Tra la fine del Cretacico e l'Eocene medio superiore cominciò la fase tettonica delle Dinaridi. In questa nuova fase orogenetica, tutta l'area veneziana ebbe il ruolo di avampaese rispetto ai scovrascorimenti OSO vergenti² della catena in migrazione dall'area slovena verso quella friulana dolomitica.

Durante l'oligocene anche l'area Venezia risentì dell'orogenesi alpina, trovandosi in posizione di avampaese distale.

Dal Serravalliano al Messiniano fu protagonista la catena sud alpina che ebbe un forte sollevamento con vergenza verso SE. Al sollevamento si associò un'intensa attività erosiva che originò un potente cuneo clastico nell'area prealpina veneta friulana.

Il Messiniano³ presentò forti fenomeni erosivi causati dall'abbassamento del livello marino del Mediterraneo. Si impostò quindi un reticolo idrografico che ebbe uno dei maggiori assi di drenaggio in corrispondenza del territorio veneziano: la valle messiniana del paleo-Piave. Il processo erosivo provocò marcate incisioni nelle sottostanti piattaforme carbonatiche del *Gruppo di Cavanella* colmate successivamente dai sedimenti pliocenici e pleistocenici.

Le incisioni fluviali messiniane vennero successivamente riutilizzate dal mare durante la seguente fase trasgressiva pliocenica.

Durante l'epoca Pliocenica e tutto il periodo Quaternario, a causa della migrazione verso NE del fronte Appenninico, si assiste alla flessurazione della crosta veneta e friulana che produsse una notevole subsidenza nell'area di avanfossa e il conseguente sollevamento del territorio di avampaese posto più a nord nella zona lagunare. Quest'ultima venne successivamente annegata, dando origine ad un ambiente epibatiale⁴.

² In geologia, termine usato per indicare vettorialmente il senso del movimento direzionale verso cui tendono a rovesciarsi o coricarsi le pieghe che costituiscono una struttura geologica maggiore. Con il medesimo significato di polarità direzionale, il termine indica il senso verso cui tendono a spostarsi le falde di ricoprimento di una catena montuosa (fonte: treccani.it).

³ Il Messiniano corrisponde all'ultimo stadio dell'epoca del Miocene e precede il Pliocene. È compreso circa tra 7 e 5 milioni di anni fa. In questo lasso temporale si verificò un intenso abbassamento del livello marino in tutto il mar Mediterraneo, a causa della chiusura di tutti i canali di comunicazione con l'oceano Atlantico. La drastica diminuzione d'acqua provocò la precipitazione di spessi depositi di Sali, fino ai più solubili come il cloruro di potassio (Silvite).

⁴ Il dominio marino è suddiviso in 2 classi: l'ambiente bentonico (corrispondente ai fondali) e l'ambiente pelagico (di mare vero e proprio). Gli ambienti bentonici (i.e. i fondali marini) sono suddivisi in: ambiente litorale (compreso tra le quote di alta e bassa marea); ambiente sublitorale (compreso tra i 50m e 200m di profondità); l'ambiente batiale (che raggiunge i 4500m); ambiente abissale (fino a 7000m di profondità) e infine le fosse oceaniche. L'ambiente batiale presenta un'ulteriore suddivisione in epibatiale (che raggiunge i 1200 m) e mesobatiale (che raggiunge appunto i 4500m).

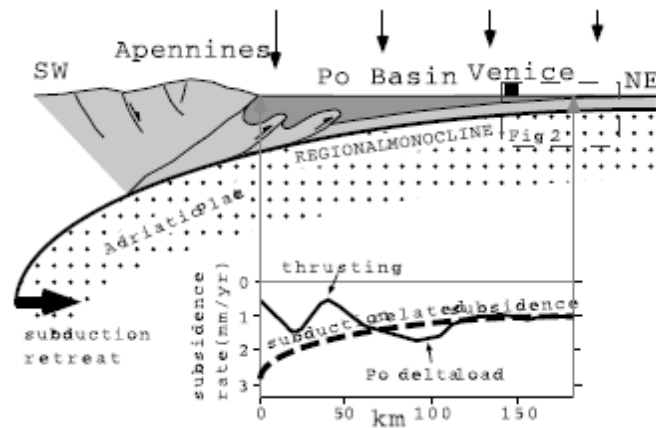


Figura 12, L'orogenesi appenninica ha generato una forte subsidenza dell'avampaese. Il conseguente assetto strutturale monoclinale si estende dal bacino del Po fino alla regione del Friuli. In una sezione sismica CROP M-18 a riflessione della zona si osserva una variazione di inclinazione da 22° a 0°. In Carminati, et al., 2003.

Evoluzione quaternaria

L'avanzamento del fronte appenninico ha provocato la subduzione e l'inclinazione dell'avampaese. Su questo si sono sedimentati i depositi quaternari che si assottigliano gradualmente verso NE. La Figura 13 mostra il migrare dell'*onlap* dei depositi pleistocenici posti in discordanza su quelli pliocenici.

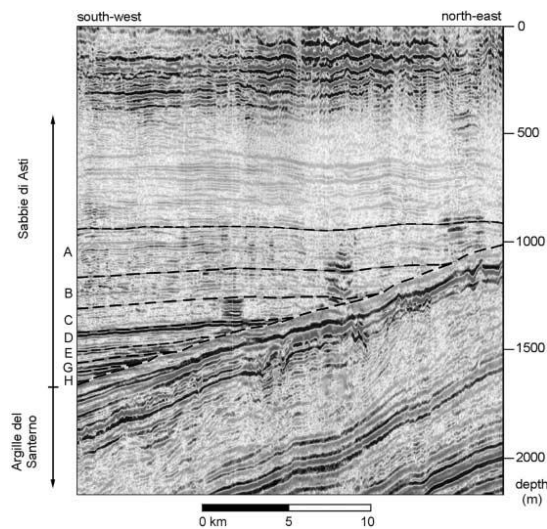


Figura 13, Sezione verticale ottenuta tramite sismica a riflessione nel nord del mar Adriatico. In evidenza la variazione di facies tra la formazione Sabbie di Asti e la formazione Argille del Santerno. Inoltre sono indicate con le lettere A, B, C, D, E, G e H le principali unità geologiche nelle Sabbie di Asti. La linea diagonale tratteggiata indica la posizione della discontinuità idraulica (Teatini, et al., 2000).

L'evoluzione del bacino veneziano degli ultimi 2 milioni di anni è stata ricostruita attraverso la biomagnetostratigrafia assieme all'analisi di *facies*. Nel tardo Pliocene tutta l'area era caratterizzata da un ambiente di piattaforma con notevoli tassi di subsidenza. Nel corso del Pleistocene continuò a sprofondare al di sotto del livello marino fino a profondità batiali; era associata un ridotto tasso di sedimentazione che

dette origine a fanghi emipelagici intercalati a livelli sapropel. Quindi si depose una spessa sequenza di torbiditi bacinali provenienti dall'area alpina. Successivamente si instaurò una sedimentazione di tipo deltizio legata all'evoluzione del delta del paleo Po che rappresentò la fase costruttiva più importante. La parte superiore della successione mostra un'organizzazione ciclica con la presenza verso l'alto di sedimenti marginali e continentali in ambiente sub-areo. In questo lasso temporale l'area veneziana stava generalmente sotto il livello del mare (Tosi, et al., 2000).

Genesi della laguna di Venezia

La genesi della pianura Padana e Veneta è da ricercarsi nei processi deposizionali a carico dei molti fiumi drenanti le Alpi e gli Appennini circostanti.

Al termine del Pliocene (Simonini, et al., 2014), il livello marino era più alto di quello attuale e la pianura Veneta e quella Padana giacevano sommerse. Dopo questa fase di trasgressione marina seguì l'epoca Pleistocenica caratterizzata da innumerevoli glaciazioni e periodi interglaciali.

Questi ultimi, in generale, regolano insieme la complessa interazione tra ambiente marino e terrestre dando vita ad una continua modifica della posizione della linea di costa: periodi di alto livello marino (periodi interglaciali) comporta lo spostamento della costa nell'entroterra, mentre periodi di basso livello inducono avanzamenti della terraferma.

All'apice dell'ultima glaciazione Würmiana, la linea di costa si trovava a circa 200 km più a sud di quella attuale: la parte settentrionale del Mar Adriatico risultava emersa (Figura 14). Cominciò il periodo cataglaciale⁵; le acque continentali fluivano in un sistema di canali che drenavano l'intera paleo-pianura "Padana". Si instaurò quindi un ambiente sedimentario di bassa energia. È proprio in questo contesto (Bortolami, et al., 1985) che la parte più superficiale dei sedimenti fluviali, a contatto con gli agenti atmosferici, venne coinvolta in un processo pedogenetico che originò il paleo-suolo noto come *Caranto*. Attualmente questo è un livello argilloso sovraconsolidato con ottime proprietà geotecniche. Il *Caranto* sigilla tutta l'area pianeggiante Würmiana e quindi possiede un grande significato stratigrafico, in quanto rappresenta il limite temporale tra Pleistocene e Olocene.

Successivamente, circa 15000 anni fa, si stabilì un regime climatico più temperato che causò il progressivo scioglimento dei ghiacciai e il conseguente innalzamento del livello marino. Questo raggiunse una quota poco superiore all'attuale, tra circa 7000 anni e 5000 anni fa.

⁵ Cataglaciale: in geologia il termine indica l'intervallo di tempo compreso tra lo stadio di massima espansione glaciale e quello ottimale dell'interglaciale successivo. È caratterizzato da condizioni climatiche favorevoli, da un marcato ritiro dei ghiacci e da un conseguente innalzamento del livello marino.

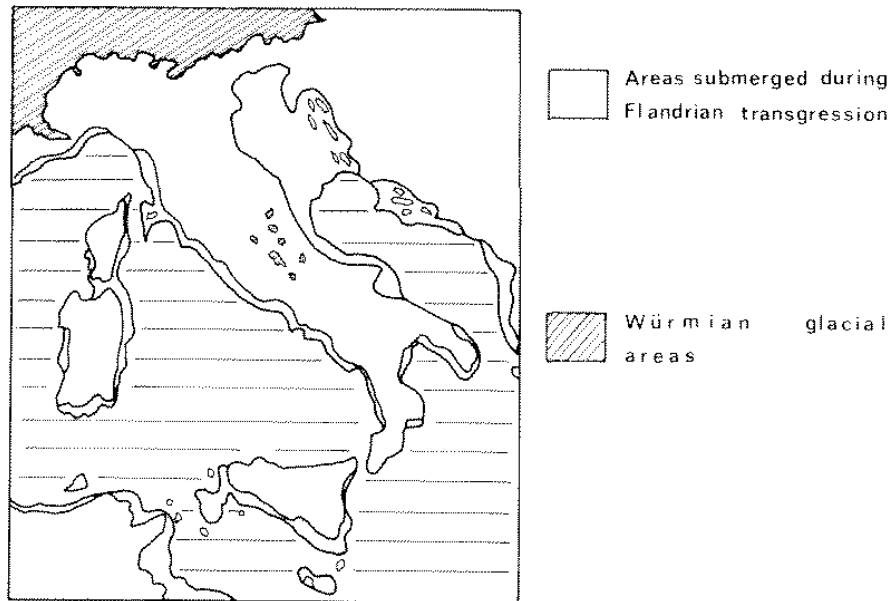


Figura 14, La Paleo-pianura dell'Adriatico settentrionale durante la glaciazione Würmiana.

La figura mostra la posizione della linea di costa ubicata quasi 200 km più a sud rispetto alla posizione attuale, a causa del ritiro delle acque marine coinvolte nel processo di espansione glaciale. Sarà proprio questa area a subire la sommersione durante la trasgressione flandriana.

In alto è indicata l'area ed il limite di espansione dei ghiacciai Würmiani, (Gatto, et al., 1981).

La laguna veneziana (Gatto, et al., 1981) si originò circa 6000 anni fa durante la trasgressione marina flandriana che provocò la sommersione della paleo-pianura e di un preesistente bacino lacustre (Figura 15) fino al raggiungimento della presenta morfologia costiera.

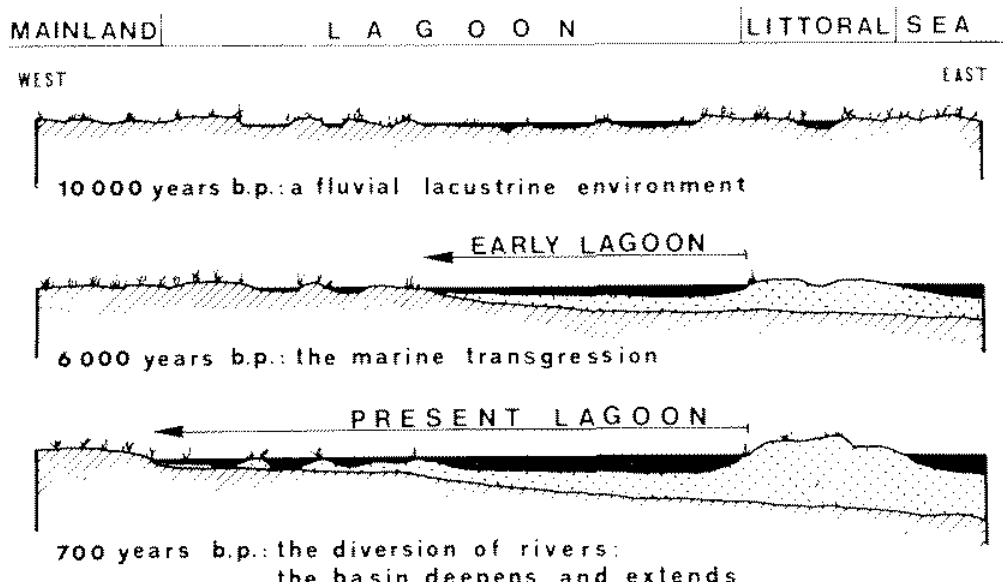


Figura 15, Origine ed evoluzione della laguna di Venezia. Una rappresentazione schematica della sua parte centrale. Sono evidenziate 3 fasi: 10000, 6000 e 700 anni fa (before present= b.p.), (Gatto, et al., 1981).

In generale, la formazione di una laguna è causata dall'interazione di due elementi: i processi continentali e i processi marini. I primi, nel caso della laguna veneta, sono individuabili nei fiumi, essenzialmente alpini, numerosi nel nord-est Italia. Il loro fluire permette il trasporto di molti sedimenti.

Gli elementi marini invece sono individuabili nelle azioni delle maree e delle correnti originate da forti venti che, nel caso specifico, sono la Bora (proveniente da NE) e lo Scirocco (proveniente da SE). Il prevalere di uno dei due protagonisti comporterebbe inesorabilmente la scomparsa della laguna. Un'azione marina troppo spinta infatti innescherebbe processi erosivi troppi intensi tali da eliminare i depositi litorali che definiscono la laguna stessa; il prevalere degli agenti deposizionali, invece, condurrebbe ad un progressivo interrimento e ad una conseguente trasgressione della linea di costa.

È stato proprio il sistema deltaico appartenente ai maggiori fiumi veneziani (principalmente il Piave, l'Adige e il Brenta) a permettere la formazione dei cordoni litorali (Figura 16) che delimitano la laguna.

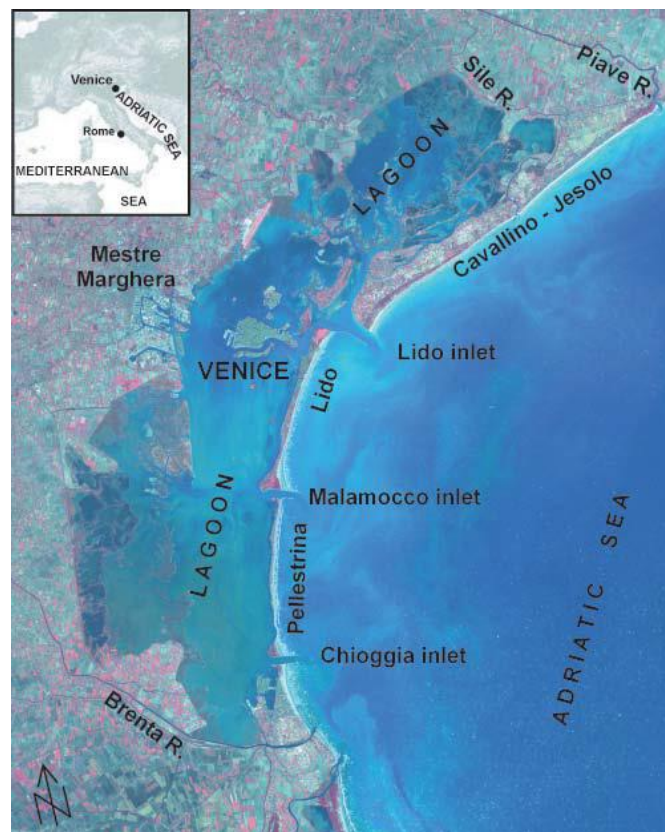


Figura 16, Immagine ASTER della laguna di Venezia e delle terre circostanti. Sono visibili le principali caratteristiche geomorfologiche che definiscono una laguna, (Bramabati, et al., 2003). Durante l'innalzamento del livello marino, grazie all'azione dei fiumi e delle correnti, si è venuto a formare un cordone litoraneo (o lido), cioè una bassa striscia di sabbia. Dietro di esso si apre la laguna, caratterizzata da una distesa d'acqua poco profonda. Altra peculiarità geomorfologica è la presenza di aperture, note come bocche di marea, attraverso le quali passano le forti correnti che defluiscono alternativamente dal mare e da terra nelle fasi di crescita e decrescita di marea. Tali correnti costituiscono i delta di marea, (Straheler, 1984).

Storia sismica della laguna di Venezia

Il catalogo ufficiale dei terremoti italiani è il più completo al mondo: contiene gli eventi sismici verificati tra il 462 a.C. ai giorni nostri.

In Figura 17 sono mostrati tutti gli eventi sismici registrati o dedotti da fonti storiche verificati dall'anno 1000.

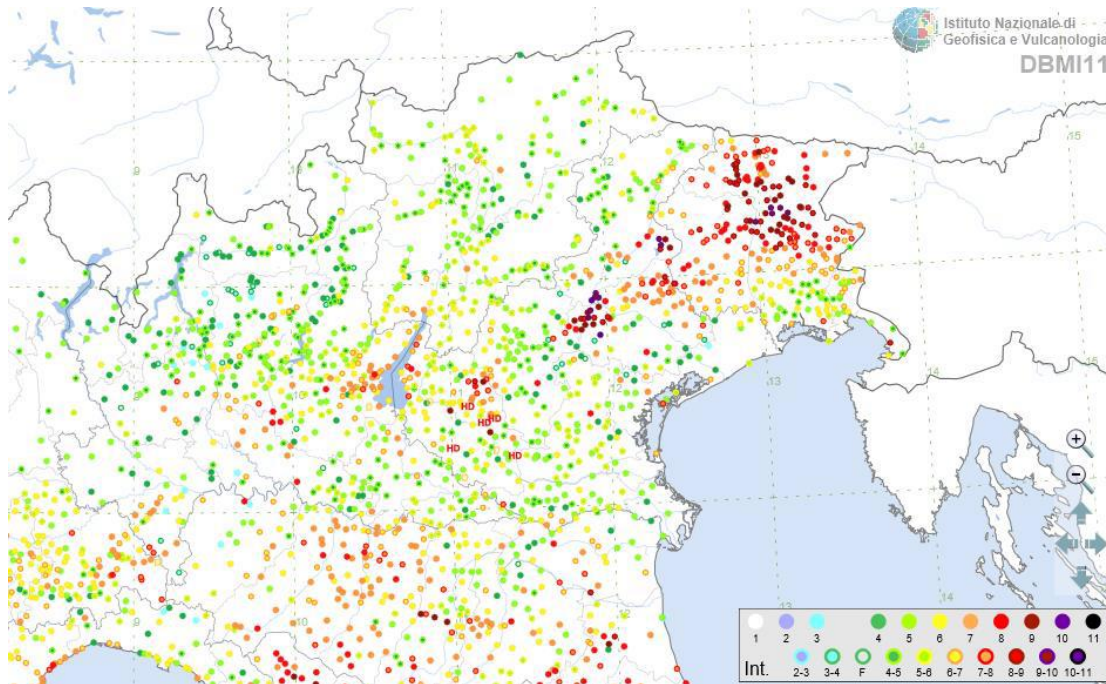


Figura 17, Terremoti storici e misurati strumentalmente verificati nell'Italia settentrionale dall'anno 1000 al 2006. Ogni evento sismico è associato alla propria intensità macrosismica massima tramite una scala di colore. Fonte INGV, DBMI11. <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11>.

Poiché solo negli ultimi decenni abbiamo la possibilità di misurare i terremoti e registrare le tracce, per la ricostruzione dei terremoti del passato è necessario basarsi su fonti iconografiche, scritte o archeologiche. Venezia è dal V secolo una città di grande importanza, così sono numerosi i documenti e le testimonianze che raccontano gli avvenimenti, descritti da testimoni oculari. In questo campo indaga la Sismologia storica che è riuscita a fornire importanti informazioni appartenenti alla storia sismica del paese. Per la maggior parte dei terremoti, la magnitudo dell'evento sismico non potrà essere calcolata per via numerica ma dedotta in base alle notizie che quell'evento ha prodotto a Venezia e in tutte le zone limitrofe. È stata perciò introdotto il concetto della magnitudo equivalente M_e .

Fino al 1975 era pratica comune assegnare posizione e magnitudo dei terremoti storici sulla base della massima intensità macrosismica. L'epicentro veniva posto nella località in cui si erano avuti i massimi risentimenti o danni.

A partire dagli anni '80 i sismologi hanno iniziato a sviluppare metodi che mediano più osservazioni acquisite a diverse distanze dalla sorgente. È necessario pertanto disporre di una funzione che descrive la variazione dell'intensità macrosismica allontanandosi dalla zona epicentrale.

Nella zona veneziana, le prime notizie storiche (fonte: *Comune di Venezia*) risalgono al 745. In un documento di legge che vi fu un terremoto che "*rovinò molti edifizii e fu terribile per tutte le isole*".

Per Venezia fu peggiore il sisma del 1093. Alcune fonti riportano che *storse il Campagnel di S. Angelo e ne seguì, addietro mortalità e carestie*.

Nel secolo XII sono da annoverare due terremoti: il primo attorno all'anno 1106 (terremoto di Malamocco) ed il secondo del 1117 (terremoto di S. Ermagora), noto in letteratura scientifica e generalmente attribuito alla Lombardia -Veneto, il quale raggiunse l'XI grado della scala MCS (Mercalli – Cancani – Sieberg).

Il primo, oltre che della distruzione di chiese e palazzi, fu responsabile del maremoto che sconvolse Malamocco: "*il mare, come scosso dal suo fondo, penetrando furioso per tutti i porti e le aperture della laguna superava i lidi e tutto inondava. Tante case rovesciate, tanti fondaci guasti. Un'intera isola scomparve ingoiata dai flutti, l'antica Malamocco*". Il secondo fu probabilmente molto più violento e risentito in tutta l'alta Italia ed in Svizzera e a Venezia "*fu un grandissimo tremuoto, e venne un'acqua sulfurea (forse metano) che appiccò fuoco alla Chiesa di S. Ermagora ...*".

Nel secolo XIV merita senza dubbio menzione il terremoto di Villaco (oggi Villach, Carinzia) del 1348 che fece rovinare molti campanili in Venezia dove gli è stato attribuito un'intensità dell'VIII grado.

Del secolo XVI si ricorda il terremoto del 1511 classificato nella città dell'VIII grado. Dalle cronache si apprende di distruzioni e morti per caduta di comignoli, statue, merli ed ornamenti e case vecchie.

Nei secoli seguenti sembra assistere (Figura 18) ad una diminuzione dell'intensità dei sismi pur aumentando la quantità e l'accuratezza delle informazioni circa la sequenza delle scosse registrate nei secoli XVII e XVIII. Ed anche il secolo XIX fu caratterizzato da una "quiete sismica" poiché nell'area veneziana si ebbero pochi risentimenti di rilievo.

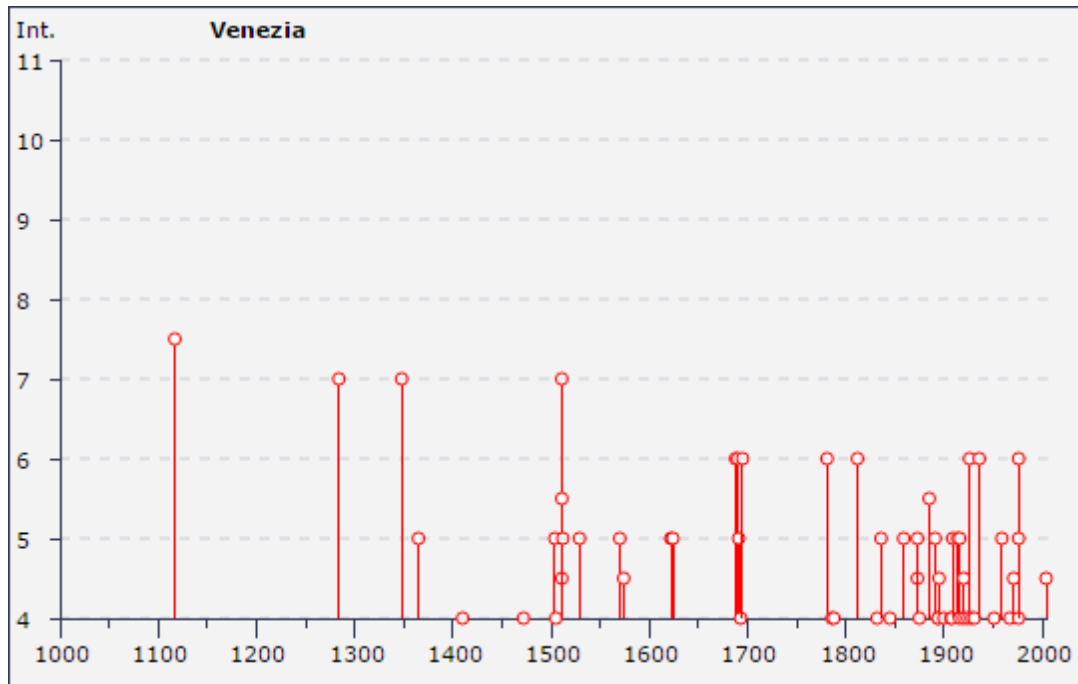


Figura 18, Distribuzione storica degli eventi sismici risentiti a Venezia. Fonte INGV, DBMI11. La foto mostra chiaramente come gli ultimi due secoli siano caratterizzati da un maggior numero di dati. Inoltre si nota una marcata diminuzione di intensità che si protrae in tutto l'ultimo millennio.

Nel 1895, il terremoto di Lubiana ebbe ripercussioni sensibili su tutta l'area veneziana con un'intensità del VI grado. Il XX secolo, la calma sismica venne intervallata da due terremoti: il sisma di Belluno del 1936 (ricordato anche come di Alpage Sarmede) e quello del Friuli del 1976.

Oggigiorno l'ampliamento delle reti sismiche nazionali ha permesso di ottenere una sempre più precisa collocazione degli epicentri. Inoltre la registrazione di attività sismica di medio-bassa intensità rende più accurato lo studio della tettonica regionale, individuando le strutture geologiche attive come quelle appartenenti al sistema alpini e appenninico.

CAPITOLO 3.

DUE PONTI SUL CANAL GRANDE

Fino al 1850 il Canal Grande era attraversato solo dal ponte del Rialto. Successivamente vennero eseguiti in ferro il ponte dell'Accademia e il ponte degli Scalzi per volere degli austriaci. Questi ultimi vennero rimpiazzati nel 1934 e 1938 rispettivamente da un ponte in legno e da uno in pietra. (Tanzilli, et al., 2012).

IL PONTE DEGLI SCALZI

Il ponte degli Scalzi (Figura 1) è il terzo dei tre costruiti sul Canal Grande della città di Venezia. Terzo dopo il ponte dell'Accademia e quello del Rialto: il primo è costruito in legno e, dato il materiale di cui è composto, aveva carattere temporaneo (che tuttavia è rimasto fino ai giorni nostri, passando diverse ricostruzioni); il secondo era l'unico in muratura (Rondelet, 1841), e al cui bando per la costruzione parteciparono architetti del rinascimento come Fra Giocondo, Michelangelo Buonarroti, il Palladio, lo Scarpagnino, il Vignola, lo Scamozzi e il Da Ponte, di cui è il ponte nella versione ancora esistente (Miozzi, 1935).

La volta del ponte degli Scalzi presenta uno spessore esile, tanto da far pensare ad una struttura in cemento armato rivestita poi da lastre di pietra. Essa è invece costituita da conci di pietra, *senza alcun legamento metallico* (Miozzi, 1935). Come spiega ancora Miozzi, un arco in cemento armato sarebbe stato sicuramente meno durevole in quanto più predisposto ad una alterazione da salsedine marina.

Il progetto del ponte venne presentato il 18 giugno del 1931. Come scrive Miozzi, la natura del terreno rendeva particolarmente difficile il problema delle fondazioni, in vista anche dei numerosi edifici prossimi al ponte stesso.

All'inizio furono eseguite sei *terebrazioni* ovvero carotaggi, tre in corrispondenza di ciascuna spalla, fino alla profondità di 25 metri. Da un punto di vista stratigrafico riportiamo i seguenti livelli così sommariamente descritti nell'articolo estratto dagli Annali dei Lavori Pubblici (Miozzi, 1935): alcuni strati di argilla; uno strato di sabbia a quota -9m; torba e argilla ed infine uno strato buono di sabbia a -2m circa. Furono eseguite anche prove di carico⁶ sul terreno da cui emerse la necessità di spingere le palificate fino ai due livelli sabbiosi elencati precedentemente.

⁶ Nella progettazione delle palificate vengono distinti i due elementi portanti del palo: quello della base e quello laterale. Se la palificata è densa ed estesa, la portanza del palo singolo va correlata a quella della palificata essendo il comportamento di quest'ultima paragonabile a quella di una fondazione diretta. I pali sono gli elementi strutturali in grado di trasferire il carico agli strati di terreno più profondi (Lancellotta, 1997). Essi trasmettono il carico al terreno secondo modalità che dipendono dalla loro tipologia ma anche dalla stratigrafia (Cestelli Guidi, 1991). Possono infatti essere sospesi in un terreno se il terreno che avvolge il fusto è di buone qualità o al contrario poggiato direttamente sul bedrock.

Spalla verso gli Scalzi: per costruire la spalla posta dalla parte degli Scalzi, era necessario interrare una piccola ansa di canale. Invece di costruire una tura, vennero realizzati dei cassoni di cemento armato (Miozzi, 1935) pluricellulari (Figura 19). Nei cassoni furono eseguiti 8 pali ogni 10 m² e sulla loro testa un getto di calcestruzzo spesso 1m. Quindi furono infissi 40 pali in calcestruzzo per costipare il terreno. A questi si aggiungo oltre 200 pali in legno infissi per le impalcature e poi lasciati in sito.



Figura 19, I cassoni della Spalla Nord prima dell'affondamento, (Miozzi, 1935).

Vennero successivamente costruiti i pali in opera⁷ tramite l'utilizzo di una gabbia di ferro e la conseguente iniezione del calcestruzzo e la malta di cemento pozzolanico.

Ultimata l'infissione dei pali, si costruirono i contrafforti e si eseguì il getto di calcestruzzo. Infine vennero posizionati i conci di banchina. Le fasi successive percorse per la costruzione delle spalle sono riassunte nella Figura 20.

Caricando un palo in un terreno omogeneo si verifica che al crescere del carico si attiva la resistenza laterale mentre è praticamente assente quella alla base. Si osserva che giunti al carico di esercizio viene impegnata la quasi totalità della resistenza laterale. È necessario proseguire a caricare, superando di molto il carico di esercizio, per attivare anche la resistenza alla base (Cestelli Guidi, 1991). Nel caso di Venezia la maggior parte sono infissi in un livello di argilla sovraconsolidata chiamato Caranto. Questo rappresenterebbe lo strato limite tra Olocene e Pleistocene nella laguna veneta (Bramabati, et al., 2003).

⁷ La maggior parte delle fondazioni su pali è oggi costruita con pali in calcestruzzo. Essi si dividono in due categorie nettamente distinte: *i pali costruiti fuori opera*, ovvero costruiti fuori in cantiere e poi infissi per battitura (come i pali in legno), e i pali *gettati in opera* all'interno di opportune casseforme ovvero camice metalliche.

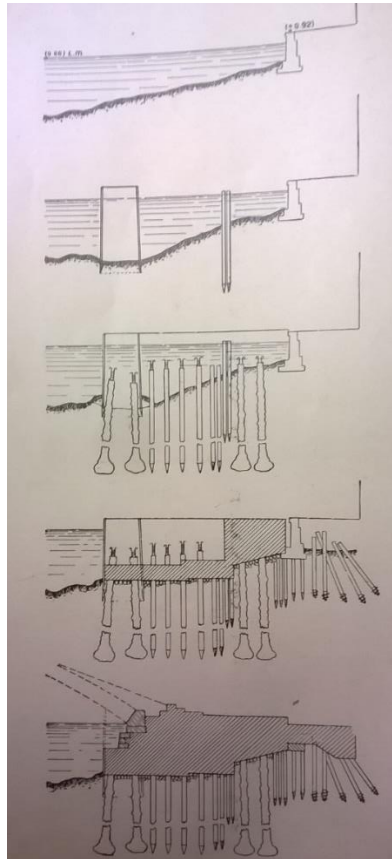


Figura 20, Fasi della costruzione della spalla degli Scalzi, (Miozzi, 1935).

La stessa procedura venne attuata durante la costruzione della spalla verso S. Simeon.

Successivamente si passò alla montatura della centina che venne realizzata in 4 giorni dal 4 all'8 maggio 1934.

La *volta* ha una luce di 40 m tra i giunti dei conci di imposta. La freccia d'intradosso è di 6,75 m mentre la larghezza della volta è di 7 m.

Tolte le centine vennero costruiti i rifianchi in muratura di pietrame e malta di cemento e successivamente alla posa della cornice e dello zoccolo del parapetto (Miozzi, 1935).

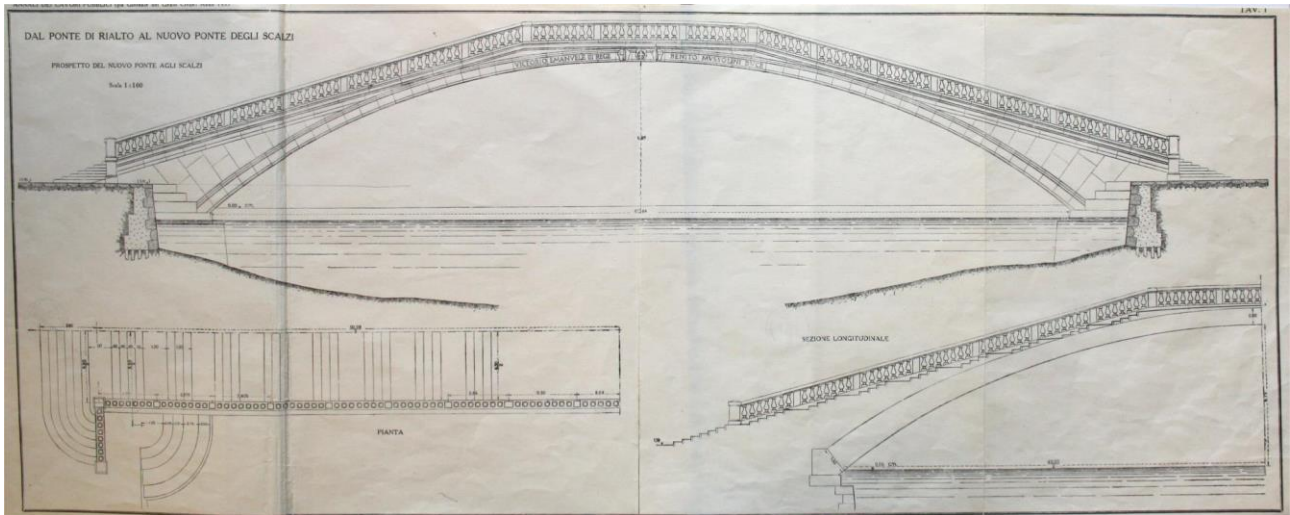


Figura 21, Prospetto del ponte degli Scalzi (Miozzi, 1935).

IL PONTE DELLA COSTITUZIONE

Il ponte della Costituzione (Figura 2) rappresenta il quarto ponte in ordine di tempo costruito sul Canal Grande. I lavori per la sua realizzazione sono terminati nel 2008.

L'idea di un quarto ponte non è però nuova, ma risale al XVI secolo ed appartiene a Cristoforo Sabbadino, ingegnere e proto dell'Ufficio delle acque della Repubblica (Tanzilli, et al., 2012). Egli nel 1557 infatti pubblica un'opera nella quale si può ancora osservare (Figura 22) il progetto di un ponte tracciato tra le due fondamenta proprio in corrispondenza dell'attuale Ponte della Costituzione.



Figura 22, Progetto del XVI sec. di un ponte tra S. Chiara e S. Lucia, (Tanzilli, et al., 2012).

Il Ponte della Costituzione collega le fondamenta di S. Chiara nel sestiere di S. Croce per gettarsi al di là del Canal Grande nelle fondamenta di S. Lucia nel sestiere di Cannaregio. La sua posizione è strategica in quanto mette in comunicazione l'attuale stazione ferroviaria di S. Lucia con Piazzale Roma, luogo di arrivo del trasporto pubblico.

Nel novembre del 1999 viene indetto un bando internazionale per la sua realizzazione che verrà vinto dall'architetto di fama mondiale Santiago Calatrava. Il disegno architettonico viene approvato nel febbraio del 2001. La gara d'appalto viene vinta dall'impresa Cicogni di Lendinara per un importo di 4.074.906,27€. La consegna dei lavori avviene nel novembre del 2002 con l'obbligo di terminare entro un tempo massimo di 465 giorni, cioè non oltre il marzo 2003. La tempistica non verrà rispettata per le innumerevoli problematiche tecniche che verranno a verificarsi. Solo nella notte dell'11 settembre 2008, cioè dopo 9 anni, il ponte viene aperto (Tanzilli, et al., 2012). Per sottolineare ancora di più il ritardo dei lavori, basta riflettere sui tempi di esecuzione di alcuni tra i più importanti ponti presenti nella laguna. Per il Ponte del Rialto *fu messa la prima pietra adì 9 giugno 1588* (Stringa, 1604) e fu completato nel 1591 durante il dogado di Pasquale Cicogna, cioè furono necessari appena tre anni. Per il Ponte degli Scalzi, la consegna del lavoro avvenne il 4 maggio 1932 e l'inaugurazione il 28 ottobre 1934 (Miozzi, 1935), vale a dire poco più di due anni.

Da un punto di vista architettonico (Tanzilli, et al., 2012) l'opera di Calatrava è un ponte pedonale ad arco ribassato con una luce netta della campata in acciaio pari a 80.5 m e una freccia di mezzeria di 3.6m (Figura 23).



Figura 23, Visione dal basso dei cinque archi portanti che costituiscono l'ossatura del ponte della Costituzione.

Il piano di calpestio non ha una larghezza uniforme, ma varia da 4.6 m alla base fino a 8.4 m in mezzeria. Ciò che permette un suo coerente inserimento nel contesto veneziano risiede nel suo rapporto freccia-luce, pari a 1/16: la sua elevazione non è di impatto e garantisce la visibilità dei numerosi edifici storici presenti. L'intradosso del ponte ricorda lo scheletro di un cetaceo. La forma è costituita interamente in acciaio ed è costituita da 5 archi collegati tra loro da 75 costoloni ortogonali.

Mentre l'arco principale si sviluppa seguendo un'unica curvatura, quelli laterali si evolvono rispettando una curvatura sul piano verticale ed una sul piano orizzontale.

Sia percorrendo il ponte longitudinalmente sia percorrendolo trasversalmente, è possibile accorgersi che l'attraversamento è diviso in 3 zone distinte. Longitudinalmente una prima rampa di gradini giunge alla quota di 5 m rispetto alla sponda, quindi la sommità liscia si ricongiunge simmetricamente all'altra rampa di scale che riconduce alla base opposta. Stessa idea è presente in altri ponti veneziani, come quello degli Scalzi. In senso trasversale è possibile notare una parte centrale, il cui andamento segue la piattabanda superiore dell'arco principale, e due gradinate laterali: mentre al centro si hanno alzate in Pietra d'Istria e pedate in trachite, ai lati si hanno alzate sempre in Pietra d'Istria e le pedate in vetro.

Infine anche le spalle di cemento armato sono rivestite da elementi in pietra d'Istria, mentre alla base del ponte sopra alle fondamenta il rivestimento è coerente con la pavimentazione veneziana in Trachite Euganea.

Strutturalmente il ponte è un arco ribassato incastrato a spinta controllata e compensata. Le forti spinte orizzontali sono contrastate dalle opere di fondazione. Queste sono rappresentate in Figura 24.

L'arco principale ha una curvatura semplice sul piano verticale ma la sezione trasversale è variabile. In mezzeria è costituita da un profilo tubolare a sezione circolare del diametro di 419 mm e spessore di 25mm e da 3 piatti dello stesso spessore disposti a costituire una sezione scatolare triangolare di 1400mm di larghezza e 800 mm di altezza. In vicinanza delle spalle il diametro è di 60mm e presenta una configurazione dei piatti diversa: la sezione scatolare triangolare è larga 2800mm e alta 450 mm. I piatti presentano uno spessore di 30 mm.

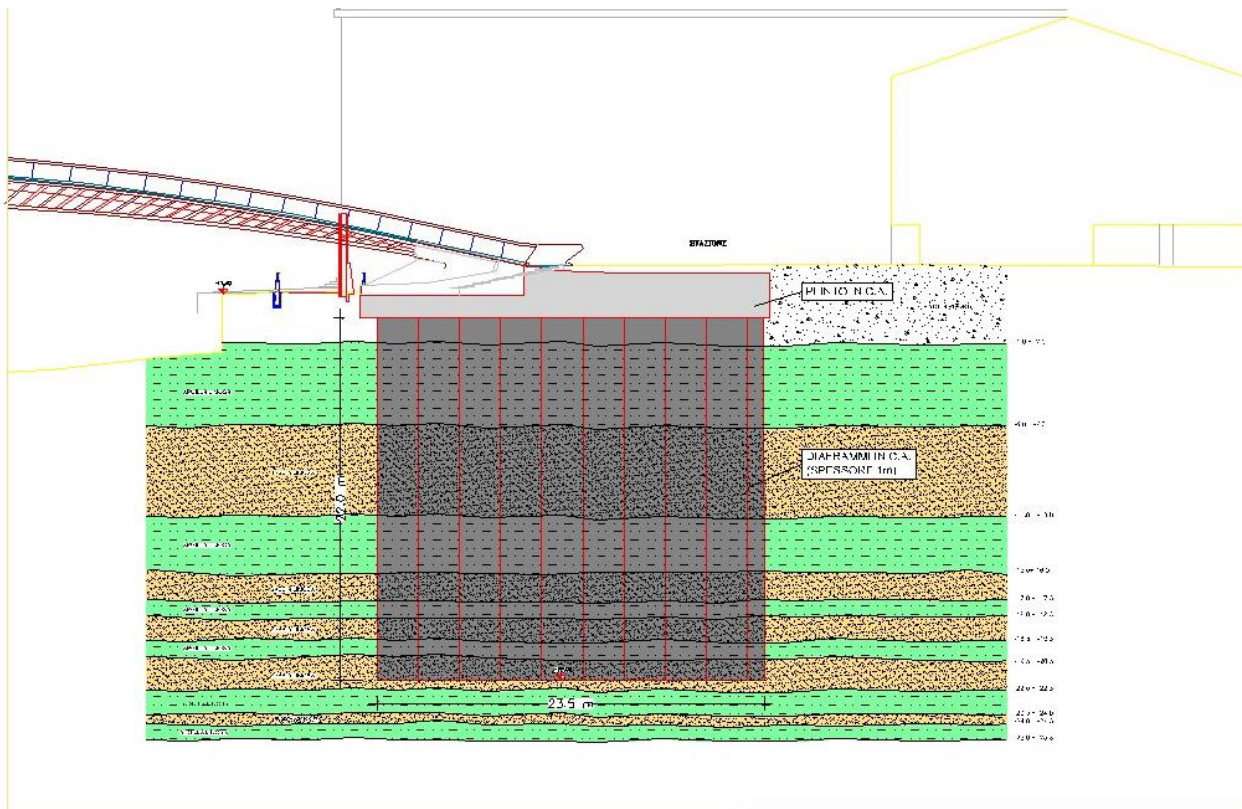
Fra le spalle del ponte e la struttura in acciaio sono presenti martinetti idraulici necessari per compensare gli eventuali abbassamenti dell'arco. Quando la sommità del ponte si abbassa per effetto dei cedimenti di fondazione, si ha un progressivo passaggio da una configurazione ad arco a quella a trave Vierendeel. Nelle architetture ad arco la sollecitazione cui sono sottoposti gli elementi è solamente assiale, mentre nelle strutture a trave la sollecitazione è flessionale.

I due archi superiori laterali presentano sezione costante costituita da piatti metallici saldati per formare nuovamente una configurazione triangolare. I due archi inferiori presentano una configurazione non più scatolare ma a sezione aperta poiché prevede l'alloggiamento del sistema di illuminazione del ponte. I cinque archi sono connessi tra loro mediante costole. Le costole che collegano l'arco centrale con quelli superiori laterali hanno sezione costituita da due piatti metallici verticali di spessore variabile e una piattabanda superiore sempre di spessore variabile. La costola che collega l'arco centrale a quelli inferiori ha ancora una sezione scatolare. In questo caso i piatti verticali di spessore di 30 mm e altezza variabile sono collegati superiormente da un tabulare di 30 mm tagliato a metà longitudinalmente e nella parte inferiore da un tabulare a sezione circolare dello spessore di 30 mm calandrato. L'intersezione fra costola inferiore e superiore è raccordata con un mezzo tubolare calandrato con raggio di curvatura di 150 mm.

Dati stratigrafici ricavati da letteratura

Il professor. Francesco Colleselli ci ha gentilmente fornito i dati relativi all'indagine con piezocono CPTU effettuate in corrispondenza della spalla lato stazione del ponte di Calatrava.

Il piezocono è un penetrometro statico a punta elettrica dotato di un elemento poroso di ceramica fine o di acciaio, detto filtro, di norma posizionato alla base della punta conica, che permette di misurare e registrare oltre ai parametri di resistenza alla penetrazione, q_c e f_s , anche la pressione interstiziale sia durante l'avanzamento che a penetrometro fermo.



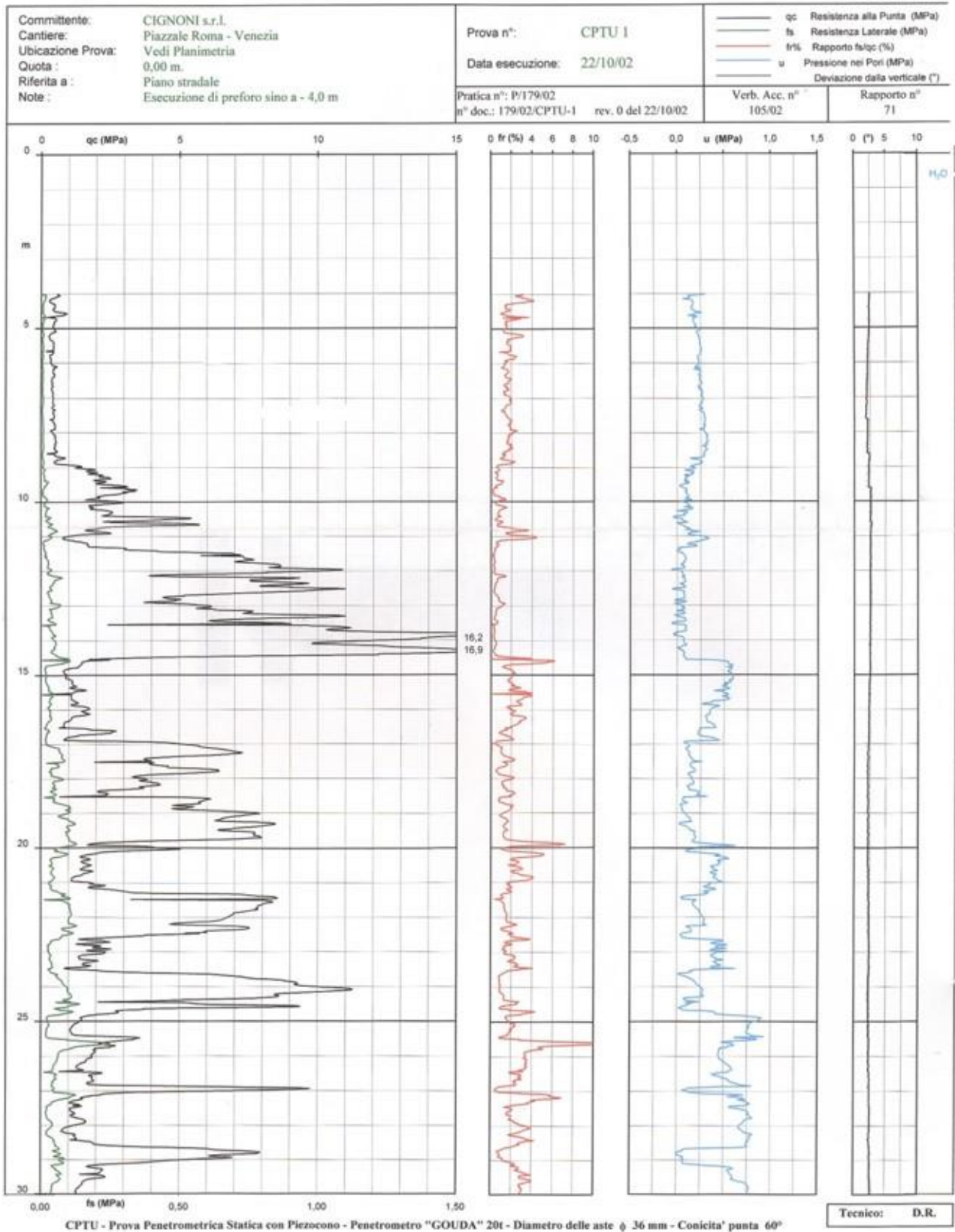


Figura 24, Stratigrafia riconosciuta in corrispondenza della spalla lato stazione del ponte di Caltrava. La stratigrafia ai cassoni di fondazioni da dati penetrometrici; (per gentile concessione del prof. Francesco Colleselli).

CAPITOLO 4.

LE NOSTRE INDAGINI

Le indagini sismiche eseguite possono essere raggruppate in due classi: la prima comprende tutte le misure sotto condizioni di eccitazione ambientale eseguite sul ponte della Costituzione e sul ponte degli Scalzi, mentre la seconda concerne lo studio della risposta sismica locale del sito e delle vibrazioni ambientali di microtremore in prossimità del sottosuolo di fondazione delle due opere architettoniche. Il nostro scopo, come già ricordato nella premessa, è quello di individuare, in primo luogo, la dinamica oscillatoria delle due strutture (descrivendone i modi fondamentali e le relative deformate), e in secondo luogo di estendere questa alle condizioni di simicità, obiettivo per il quale è necessario caratterizzare anche la dinamica del sottosuolo e le interazioni suolo – struttura.

ACQUISIZIONE E ANALISI DATI SULLE STRUTTURE

Le strutture sono oscillatori complessi che vibrano con la massima ampiezza solo a specifiche frequenze denominate frequenze proprie, autofrequenze o frequenze di risonanza. Il riconoscimento di queste frequenze è di importanza centrale nell'ingegneria e nella geotecnica sismica. Poiché le strutture vibrano principalmente a queste frequenze non solo in presenza di terremoto ma anche in condizioni di eccitazione da tremore ambientale, tali frequenze possono essere misurate anche nelle condizioni operative quotidiane delle strutture. La prassi è di posizionare sulla struttura uno o più strumenti di tipo velocimetrico o accelerometrico e di registrare le serie temporali $f(t)$ per alcuni minuti. Da queste, strumenti matematici come la trasformata di Fourier permettono di scomporre la serie $f(t)$ in una somma di armoniche elementari del tipo $\sum_i A_i \sin(\omega_i t + \varphi_i)$, dove A_i , ω_i e φ_i indicano rispettivamente l'ampiezza, la pulsazione e la fase dell'armonica i -esima.

Per la caratterizzazione modale dinamica delle strutture e del sottosuolo abbiamo utilizzato 5 strumenti *Tromino*[®] (Figura 24) sincronizzati al campione via radio. Le caratteristiche principali della strumentazione sono:

- Dimensioni 10x14x8 cm e peso 1 kg;
- 3 canali velocimetrici a dinamica impostabile da ± 1.5 mm/s a ± 5 cm/s;
- 3 canali accelerometrici ($\pm 2g$);
- 1 canale analogico (es. trigger esterno per MASW/rifrazione);

- Ricevitore GPS integrato, antenna interna e/o esterna per localizzazione e/o sincronizzazione tra diverse unità;
- Modulo radio per sincronizzazione tra diverse unità e trasmissione di allarmi (es. superamento di soglie);
- Sistema di trigger per MASW/rifrazione anche via radio;
- Sistema integrato di calibrazione e verifica della funzionalità;
- Intervallo di operatività [0.1, 2048] Hz su tutti canali (fino a 32 kHz su 2 canali) con conversione A/D > 24 bit reali.

Il Ponte della Costituzione

Per la caratterizzazione dinamica del Ponte della Costituzione abbiamo effettuato 3 serie di 5 misure sincronizzate (blu, rossa e verde) ubicate come in Figura 26.

Per ciascuna serie temporale si è analizzato solo mezzo ponte, nell'assunto che l'altra metà abbia comportamento simmetrico rispetto al centro. Poiché le misure sono state condotte sotto traffico operativo quotidiano, è stata necessaria la presenza di un operatore accanto a ciascuno strumento, al fine di impedire la collisione accidentale dei passanti con la strumentazione. Pertanto abbiamo lavorato su metà del ponte anche per questioni logistiche: così facendo infatti tutti gli operatori erano tra loro in vista rendendo più semplice la fase di esecuzione delle misure (Figura 25).

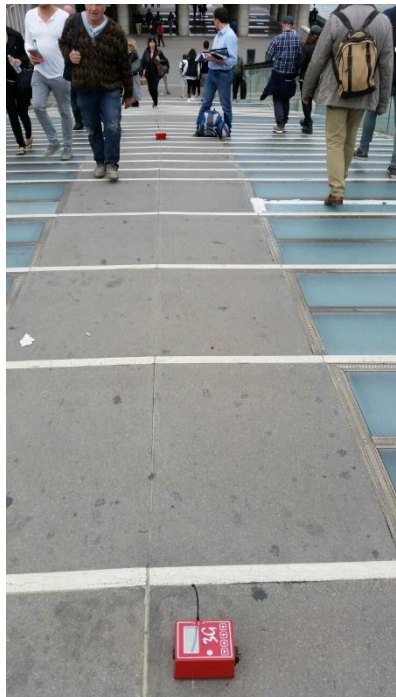


Figura 25, Fase di misurazione lungo la mezzeria del ponte della Costituzione.

I due allineamenti esterni (blu e verde in Figura 26) in un ponte simmetrico per geometria come questo sarebbero in sé ridondanti. Tuttavia dal lato dell'allineamento blu è presente una massa aggiuntiva appartenente ad una ovoida progettata per il trasposto delle persone disabili. Per questo motivo abbiamo ritenuto importante eseguire delle misure anche lungo il parapetto opposto (verde in Figura 26) per verificare eventuali modifiche indotte dalla massa stessa. Tipicamente l'aggiunta di una massa distribuita in modo non simmetrico induce un momento torcente.

L'allineamento lungo l'asse centrale (rosso in Figura 26), messo a confronto con uno dei due laterali, permette di enfatizzare le torsioni, ossia meccanismi che inducono velocità che inducono velocità minime in corrispondenza dell'asse centrale e massime esternamente.

L'esecuzione sincrona delle misure ha due vantaggi:

- Le misure non devono essere normalizzate per l'effetto della sorgente del microtremore. Gli strumenti misureranno un moto generato da una medesima perturbazione. Quindi nei processi di convoluzione le misure non differiranno a causa di un diverso contenuto in frequenza della sorgente, ma principalmente dalla differente oscillazione che presenta ciascun punto della struttura⁸.
- Le misure sincronizzate permettono la ricostruzione delle fasi nei punti di misura e quindi consentono di costruire le deformate modali.

Ricordiamo che la forma d'onda registrata in un sito x da uno strumento dipende:

1. Dal percorso dell'onda prodotta dalla sorgente s
2. Dal percorso dalla sorgente s al sito x di misura (attenuazione, riflessioni, rifrazioni, etc.)
3. Dalla risposta dello strumento

Il sismogramma può essere considerato come l'output di una catena di filtri (supposti lineari e invarianti nel tempo) che rappresentano differenti processi. Ciascun filtro distorce il segnale di ingresso emesso dalla sorgente: la forma d'onda generata alla sorgente subisce riflessioni, rifrazioni e attenuazioni durante la fase di propagazione nella struttura, quindi viene distorta ulteriormente dalla componente strumentale nel momento in cui essa viene acquisita. Il legame funzionale tra il segnale prodotto dalla sorgente, il filtro e il segnale di uscita (sismogramma) è dato dalla funzione di convoluzione.

$$u(t) = s(t) * p(t) * i(t)$$

u(t) rappresenta il sismogramma (cioè il segnale in uscita); s(t) è la funzione che descrive la forma d'onda che si origina alla sorgente; p(t) è la funzione che descrive il mezzo di propagazione, che nel nostro caso è rappresentato dalla struttura del ponte; i(t) è la funzione che regola risposta strumentale. * denota l'operazione di convoluzione.

La convoluzione tra due segnali f(t) e g(t) è definita come

$$(f * g)(t) := \int_{-\infty}^{+\infty} f(\tau)g(t - \tau)d\tau$$

L'implementazione matematica dell'integrale di convoluzione tra due segnali discreti comporta il *ribaltamento* di uno delle due funzioni e il successivo *slittamento* rispetto all'altro segnale. Per ogni traslazione si esegue la somma dei prodotti dei termini sovrapposti. In generale, data f_i ($i=1,2,\dots,m$) e g_j ($j=1,2,\dots,n$), si definisce la funzione discreta di convoluzione γ_k

$$\gamma_k = \sum_{i=1}^m f_i g_{k-i}; (k = 1, 2, \dots, m + n + 1)$$

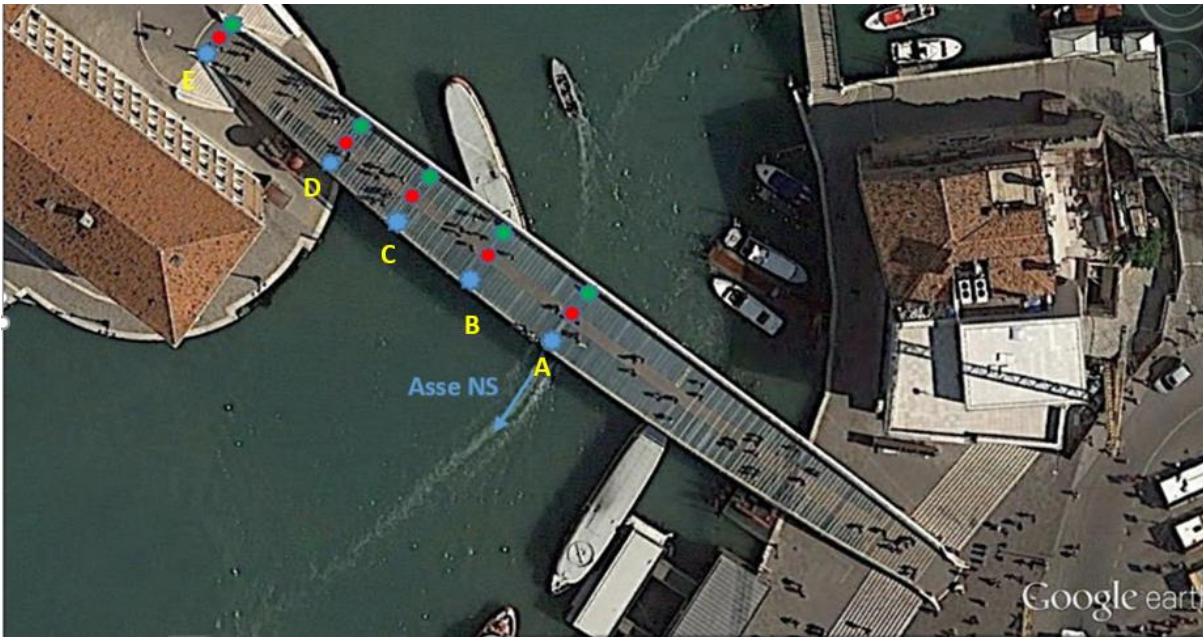


Figura 26, Ubicazione dei punti di misura sul Ponte di Calatrava. I punti sono raggruppati in tre serie definite in figura dai tre colori: blu, rosso e verde. Si intende per Asse NS quello strumentale che coincide con la direzione trasversale del ponte.

Passeremo ora a ricostruire la dinamica del ponte della Costituzione a partire dalle misure acquisite.

Gli Spettri sono stati ottenuti analizzando il segnale su finestre contigue di 20 secondi, non sovrapposte. Prima dell'analisi spettrale ciascuna finestra è stata corretta per la linea di base; è stato applicato un tapering con finestra Bertlett e un *pad a zero*. Per ciascuna finestra è stata successivamente effettuata una FFT (Fast Fourier Transform) e lo spettro risultante corrisponde alla media di tutti gli spettri appartenenti a ciascuna finestra ed è stato liscio all'1% della frequenza fondamentale.

1° E 2° MODO DI OSCILLARE: TRASVERSALE e VERTICALE a 1.5 Hz

Ricordiamo che in Figura 26 sono posizionati i punti di misura, evidenziati da una stella e una lettera alfabetica. In ciascun dei punti è stata effettuata una misura di vibrazione, dalla quale è stato ricavato il corrispondente spettro di Fourier. In Figura 27 si possono osservare assieme i 5 spettri dello spostamento (A, B, C, D, E) appartenenti alle suddette posizioni. La lettera A identifica la mezzeria, mentre le altre le progressive posizioni intermedie fino alla spalla del ponte.

Accostare i cinque spettri dello spostamento permette di comprendere la deformazione spaziale che la struttura subisce ad una particolare frequenza. È importante sottolineare che la deformazione complessiva (cioè quella che realmente si verifica) della struttura sarà data dalla somma dei vari modi deformativi, ciascuno alla propria frequenza, a cui essa è sottoposta.

La misura E è ubicata sull'estremità della struttura, in corrispondenza dell'ancoraggio al suolo. Gli spostamenti del ponte che in essa si misurano sono di tre ordini di grandezza inferiori a quelli presenti lungo l'arco. Per questo motivo è stato scelto di posizionare lo spettro E al di sotto dei precedenti, così da evidenziare sufficientemente il fatto che il suo contributo allo spostamento è praticamente nullo.

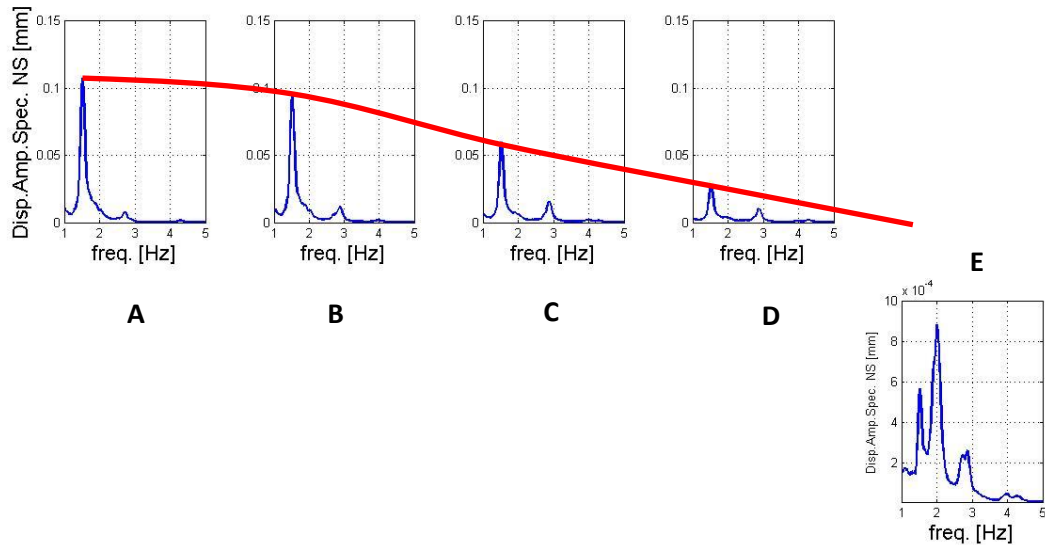


Figura 27, Ampiezze spettrali per lo spostamento NS (mm), Serie blu (Esterna lato ovoidia). Deformata della deformazione trasversale (Asse NS strumentale) a 1.5 Hz in rosso.

Gli spettri in Figura 27 mettono in evidenza il primo modo flessionale a 1.5 Hz. L'ampiezza spettrale della componente trasversale a 1.5 Hz è massima al centro del ponte e decresce spostandosi verso la spalla, che è considerata fissa in senso ingegneristico. L'ampiezza del moto cala da 0.1mm a $6 \cdot 10^{-4}$ mm, nelle condizioni operative sperimentate.

Poiché le misure erano sincrone, dall'involuppo dei massimi spettrali a 1.5 Hz possiamo ottenere la deformata del primo modo trasversale, che ha la stessa fase su tutto il ponte. La deformata è indicata in rosso in Figura 27. La conferma che a questa frequenza il moto del ponte sia tutto in fase viene dall'osservazione delle tracce dei singoli ricevitori, filtrate con un filtro passa banda a 1.5 Hz (Figura 28).

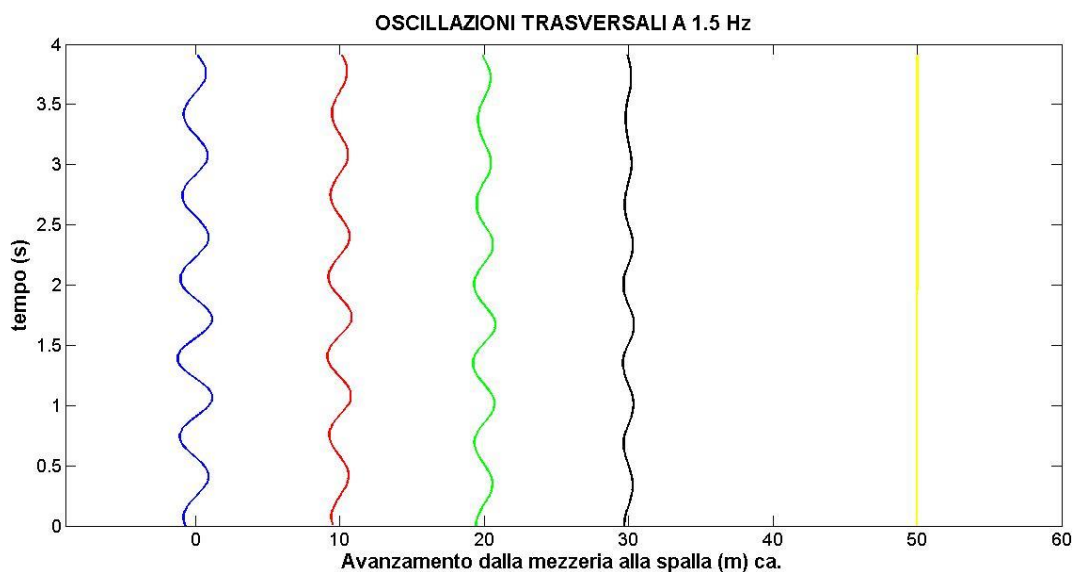


Figura 28, Armoniche a 1.5 Hz nei cinque punti di misura nel dominio del tempo. Si osserva che sono tutti in fase, ad indicare che la deformazione del ponte a questa frequenza avviene tutta con lo stesso verso.

Abbiamo ripetuto le stesse operazioni sulla componente verticale registrata lungo l'allineamento esterno blu (Figura 26). Ancora una volta, si riscontra un'amplificazione netta del moto a 1.5Hz.

Il modulo della deformata ottenuta dall'involuppo dei massimi spettrali mostra che l'ampiezza di tale moto aumenta progressivamente allontanandosi dalla mezzeria fino ad un massimo collocato circa a 2/3 dell'impalcato e termina con valori prossimi allo zero sulla spalla.

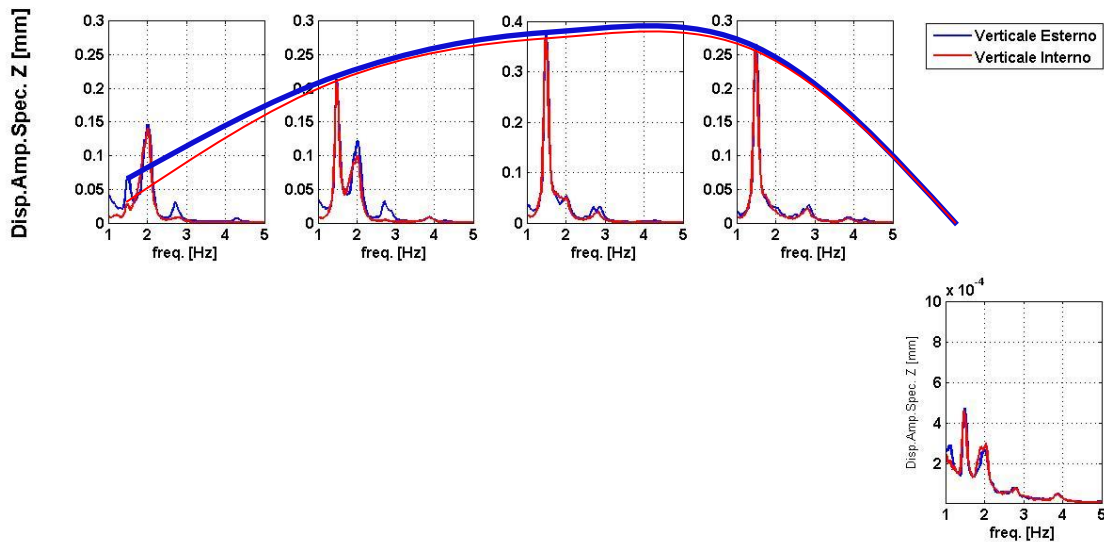


Figura 29, Spettro di ampiezza, componente verticale (Asse Z strumentale) esterna in blu (lato ovoidia) e interna in rosso. Deformata della deformazione verticale esterna in blu e interna in rosso a 1.5Hz.

Questa deformata sembra essere in linea con le deformate del primo modo verticale di un arco (che non sia simmetrico rispetto al centro, Figura 30). Siamo pertanto di fronte a due possibili ipotesi interpretative:

1. Il primo modo di vibrare trasversale del ponte coincide in frequenza col primo modo verticale (entrambi a 1.5Hz).
2. Siamo in presenza di un modo torsionale.

Nel secondo caso però dovremmo aspettarci che lungo l'asse longitudinale centrale del ponte (vedi l'allineamento rosso in Figura 29) l'ampiezza del moto sia molto inferiore rispetto ai punti omologhi sugli allineamenti esterni, cosa che non si verifica. Infatti in Figura 29 è ben visibile che la componente verticale interna presenta picchi di ampiezza pari a quelli esterni.

La già discussa morfologia della deformata verticale, che differisce completamente da quella trasversale, è un'ulteriore conferma dell'ipotesi 1, portandoci ad escludere ulteriormente l'esistenza di una torsione a 1.5 Hz.

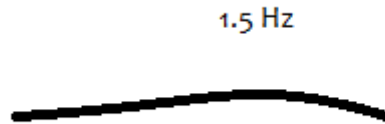


Figura 30, Primo modo flessionale di un arco non simmetrico.

3° MODO DI OSCILLARE: FLESSIONALE VERTICALE (2Hz).

Abbiamo ripetuto le operazioni sopra descritte per il picco spettrale riconosciuto a 2 Hz nella componente verticale, ottenendo il modulo della deformata rappresentato in Figura 31

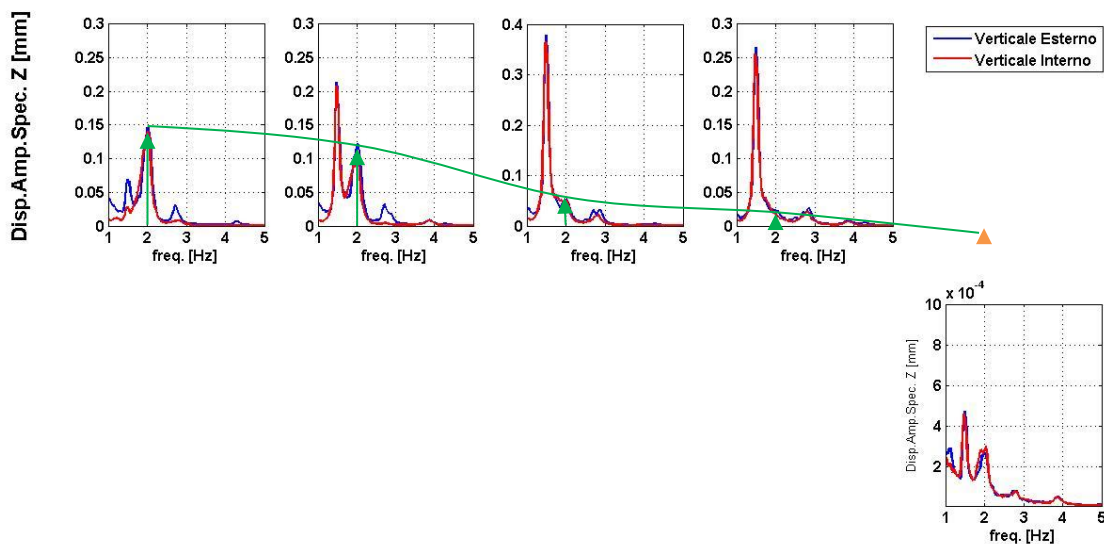


Figura 31, Spettro di ampiezza, componente verticale esterna in blu (lato ovoidia) e interna in rosso. Deformata della deformazione verticale (asse Z strumentale) a 2 Hz in verde.

È possibile constatare che gli spostamenti decrescono allontanandosi dalla mezzeria, passando da 0.15 mm a $3 \cdot 10^{-4}$ mm in corrispondenza della spalla.

Al fine di confrontare le fasi delle armoniche appartenenti a questo modo, abbiamo eseguito un filtraggio passa-banda a 2 Hz sulla componente verticale, rappresentando le tracce acquisite in modo sincrono nei 5 punti di misura, come è possibile osservare in Figura 32.

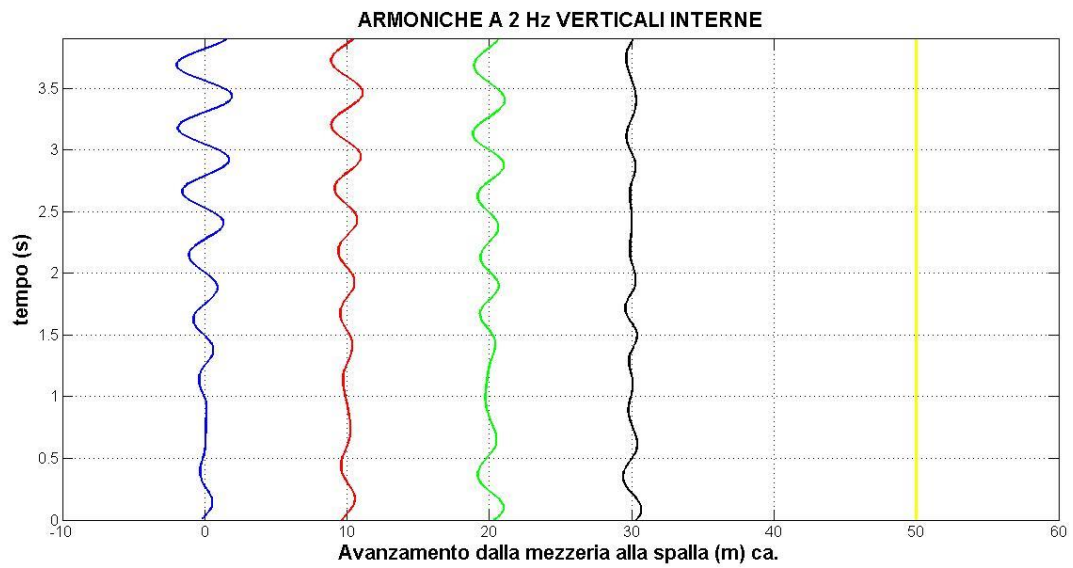


Figura 32, Armoniche a 2Hz nei cinque punti di misura nel dominio del tempo.

Anche in questo caso si tratta di cinque segnali in fase. Ancora una volta siamo di fronte ad una flessione verticale che coinvolge tutta la struttura. Si tratta pertanto del secondo modo flessionale verticale, che è rappresentato in Figura 33

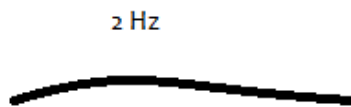


Figura 33, Modo flessionale verticale a 2 Hz; antisimmetrico rispetto a quello di Figura 30.

4° MODO DI OSCILLARE: TORSIONALE (TRASVERSALE + VERTICALE 2.7 Hz)

Accostiamo ora la Figura 27 e la Figura 31 così da confrontare gli spettri della componente trasversale del moto (asse NS strumentale) con la componente verticale (asse Z strumentale). Entrambe le componenti sono state misurate sia lungo il parapetto (ampiezze spettrali esterne in blu in Figura 34) sia lungo l'asse centrale del ponte (ampiezze spettrali interne in rosso in Figura 34). Soffermiamoci alla frequenza 2.7 Hz.

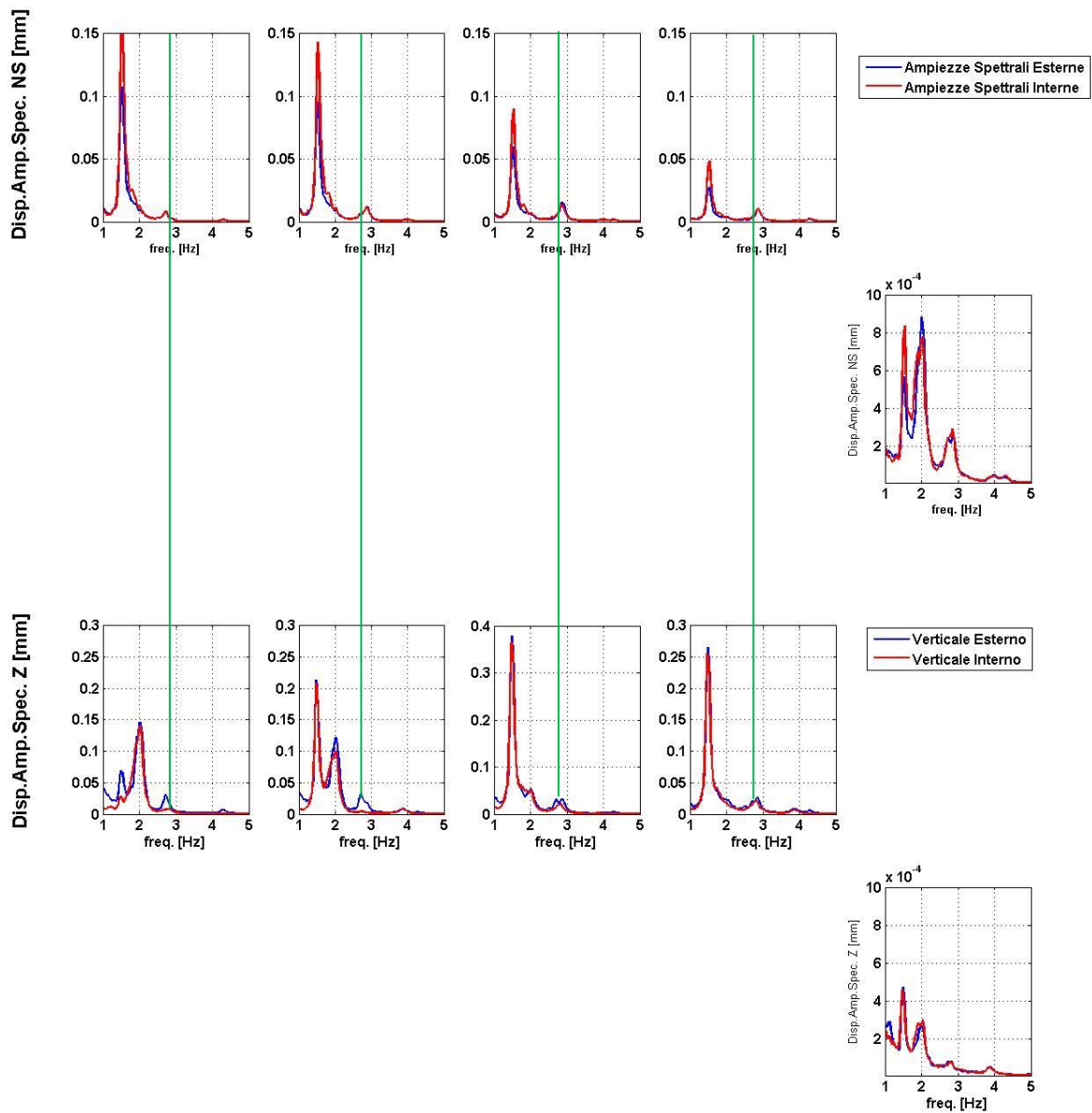


Figura 34, Confronto tra spettri verticale e trasversale sia interno che esterno, focalizzandosi alla frequenza di 2.7Hz.

Soffermiamoci in Figura 34 sulle oscillazioni trasversali (asse NS strumentali). Queste sono presenti sia in corrispondenza del parapetto (misure esterne blu) sia lungo l'asse centrale. Viceversa, le componenti verticali del moto, rappresentate in basso nella Figura 34, subiscono una brusca diminuzione nel passaggio

dalle misure esterne a quelle interne. Questo fenomeno può essere giustificato da un movimento torsionale del ponte.

Inoltre, nei due paragrafi precedenti abbiamo preso in considerazione oscillazione in fase. Ciascun punto di misura partecipa con lo stesso verso alla deformazione.

Graficando le serie temporali a 2.7 Hz (Figura 35) ci accorgiamo invece che le singole armoniche presentano fase. Questo implica che la struttura subisce contemporaneamente spostamenti di verso opposto. In particolare a spostamenti verso il basso del punto di mezzeria e di spalla (rispettivamente primo e quinto) si oppongono spostamenti verso l'alto in corrispondenza dei tre punti centrali. Siamo in presenza di un modo flessionale più complesso. Per comprendere tale movimento è possibile fare un'astrazione e ridurre la complessità strutturale del ponte a quella di una trave ideale sollecitata da un carico uniforme. In Figura 35 sono rappresentati i primi tre modi di vibrare, dei quali il terzo descrive la nostra situazione. Considerando solo metà trave (per il fatto che abbiamo solo misure di metà arcata, dalla mezzeria alla spalla di S. Lucia) notiamo una flessione positiva in corrispondenza della parte centrale che si esaurisce rapidamente spostandosi verso destra. La deformazione prosegue quindi con una flessione negativa che tende a zero in corrispondenza dell'appoggio destro.

Ora, prendendo in considerazione le nostre misure, ci accorgiamo di essere in presenza dello stesso fenomeno. Nella figura sottostante sono graficate le diverse armoniche a 2.7 Hz nei cinque punti di misura.

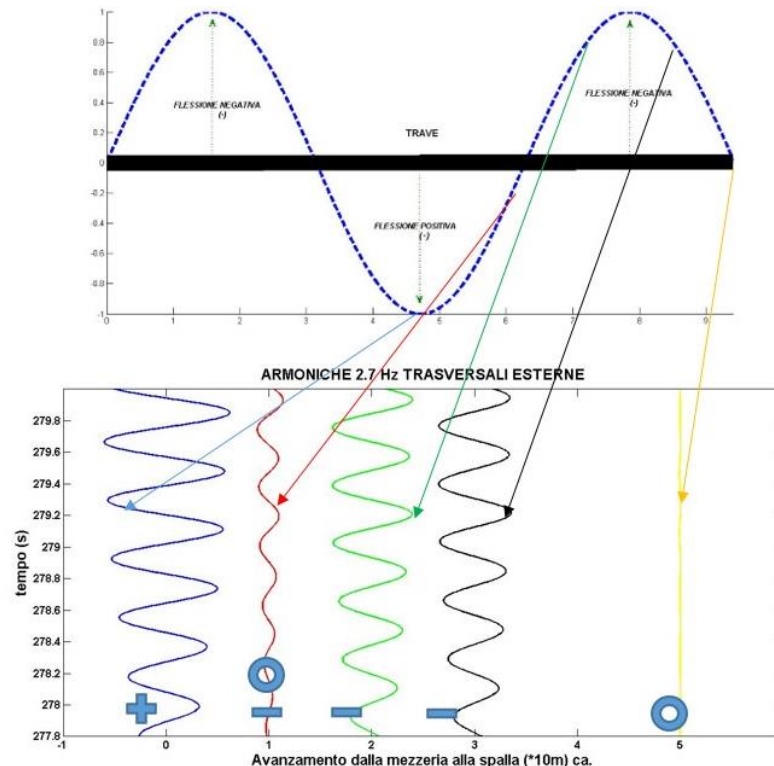


Figura 35, Serie temporali a 2.7 Hz trasversali esterne (serie blu in Figura 26).

In basso sono rimarcate le fasi delle singole armoniche: il simbolo '+' per la fase positiva; il simbolo '-' se la fase è negativa e 'o' invece è nulla. Ciascuna armonica è associata, tramite una freccia, al corrispondente punto di una trave vincolata alle estremità (rappresentata in alto in nero), nell'assunzione che essa possa simulare la nostra struttura.

Questo non si verifica nel caso delle armoniche a 2.7 Hz verticali (Figura 36). In particolare nella figura si può osservare che le varie serie temporali presentano stessa fase negativa.

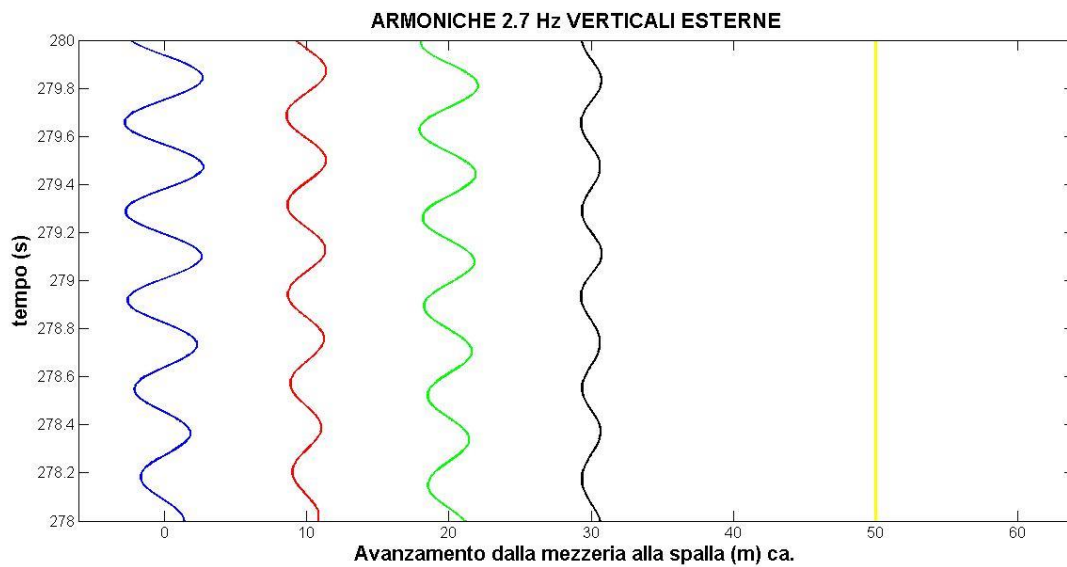


Figura 36, Serie temporali per le armoniche a 2.7 Hz verticali esterne (Serie blu in Figura 26).

I risultati così ottenuti possono essere sintetizzati nella

Tabella 1, Sintesi dei modi flessionali e torsionali del ponte della Costituzione.

MODO	TIPOLOGIA DEL MODO	FREQUENZA	PERIODO
I e II	Flessionale trasversale e verticale	1.5 Hz	0.66 s
III	Flessionale verticale	2.0 Hz	0.50 s
IV	Torsionale	2.7 Hz	0.37 s

Confronto con altri risultati di letteratura

Riportiamo ora il confronto tra il nostro modello dinamico empirico e due modelli teorici proposti in letteratura. Uno semplificato di carattere analitico, l'altro più complesso realizzato tramite un'analisi numerica agli elementi finiti.

Negli atti del convegno di ingegneria civile tenuto a Bath (UK) nel 2011 è presentata un'analisi critica sul ponte della Costituzione (Heath, 2011). L'autrice sottolinea giustamente come, in presenza di un ponte così affollato, sia importante valutare la frequenza naturale propria. In accordo con BS5400-2 (*British Standard code of practice for the design and construction of steel, concrete and composite bridges*), se la frequenza naturale è maggiore di 5 Hz, allora il progetto del ponte è adeguato contro le vibrazioni indotte dai pedoni. L'autrice poi, semplificando il comportamento dinamico del ponte ad una trave, ha stimato la frequenza del primo modo flessionale verticale pari 4.08 Hz, che è un valore che si discosta quasi del 300% rispetto dal dato sperimentale.

Bonomo F. (Bonomo, 2007) riporta i risultati di un modello ad elementi finiti per la caratterizzazione dinamica del ponte. In tale articolo è riportata la seguente immagine (Figura 37), nella quale sono rappresentate forme e frequenze dei primi 4 modi di vibrare calcolati per il ponte.

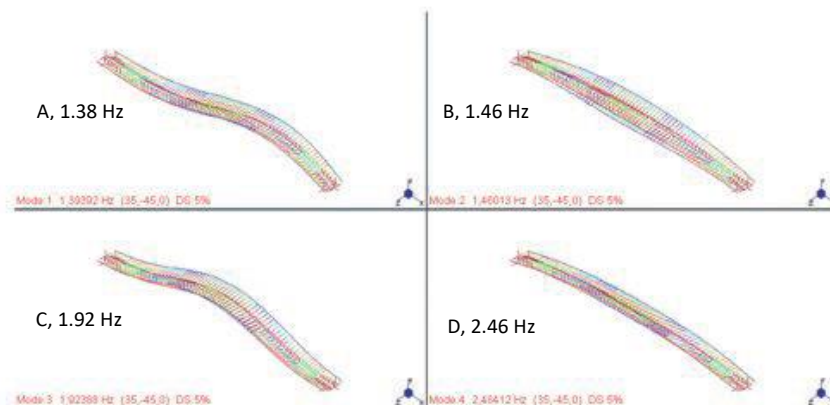


Figura 37, Primi 4 modi di vibrare calcolati per il ponte della Costituzione (Bonomo 2007).

Nell'articolo, i quattro modi in Figura 37 non vengono descritti, ma solo rappresentati ciascuno con la propria frequenza vibrazionale. Così abbiamo proposto una nostra interpretazione dell'immagine: il modo A è il primo modo flessionale verticale a 1.38 Hz; in B troviamo il primo modo trasversale a 1.46 Hz; in C invece il secondo modo verticale, con frequenza propria di 1.92 Hz; infine a 2.46 Hz si muove il quarto modo, interpretato come torsionale.

Poiché il nostro modello è l'unico basato su misurazioni dirette della dinamica oscillatoria, esso potrà essere usato come taratura di ulteriori modelli numerici o per raffinare quelli esistenti.

In Tabella 2 è riassunto il confronto tra i 3 modelli.

Tabella 2, Confronto tra il nostro modello empirico e due teorici di diversa complessità.

Modi	NOSTRO MODELLO (Empirico)	HEATH 2011 (Teorico semplificato)	BONOMO 2007 (Teorico agli elementi finiti)
1° modo: trasversale	1.5 Hz	4.8 Hz	1.46 Hz (B)
2° modo: verticale	1.5 Hz	\	1.38 Hz (A)
3° modo: verticale	2 Hz	\	1.92 Hz (C)
4° modo: torsionale	2.7 Hz	\	2.45 Hz (D)

Il Ponte degli Scalzi

Il Ponte degli Scalzi presenta un comportamento dinamico molto diverso da quello della Costituzione.

La maggior rigidità del materiale infatti provoca un'ampiezza spettrale molto minore di circa tre ordini di grandezza a parità di sollecitazione esterna. La Figura 40 e la Figura 41 infatti mostrano valori massimo di $5 \cdot 10^{-4}$ mm.

Il ponte degli Scalzi è realizzato in *Pietra d'Istria* che presenta bassa porosità e alta resistenza all'alterazione superficiale dagli agenti atmosferici. Le proprietà fisiche e meccaniche sono riportate (De Miranda, 2010) in Tabella 3.

Tabella 3, Proprietà meccaniche della Pietra d'Istria.

Classificazione petrografica	Mudston / micrite	
Densità	kg/m ³	2670-2690
Resistenza a compressione	N/mm ²	69-180 (media=129)
Resistenza al piegamento	N/mm ²	17
Porosità	%	0.5-0.6
Dimensione pori	μm	9-90
Durezza (scala Knoop)	N/mm ²	1510

In questo caso abbiamo eseguito due serie da cinque misure ciascuna (Figura 39), una allineata lungo il parapetto, l'altra in corrispondenza dell'asse principale. L'ubicazione delle misure è rappresentata nella Figura 38.



Figura 38, ubicazione delle indagini su Ponte degli Scalzi e indicazione dell'orientamento dell'asse NS strumentale.



Figura 39, Fase di misurazione lungo il parapetto del ponte degli Scalzi.

In Figura 40 e Figura 41 sono rappresentati gli spettri ricavati dalle tracce temporale acquisite sul ponte degli Scalzi. Le ampiezze spettrali, dell'ordine di 10^{-4} mm, risultano decisamente inferiori rispetto a quelle del ponte della Costituzione. Risulta perciò difficoltosa la ricerca dei diversi modi vibrazionali e l'elaborazione delle deformate, poiché il ponte si muove in modo indistinguibile dal sottosuolo. Non potremo quindi approfondire lo studio della dinamica così come abbiamo fatto in precedenza.

La causa del diverso comportamento dei due ponti è da ricercare nei diversi parametri meccanici appartenenti ai materiali con cui sono stati edificati i due ponti e alle diverse tipologie e geometrie di costruzione, più in generale.

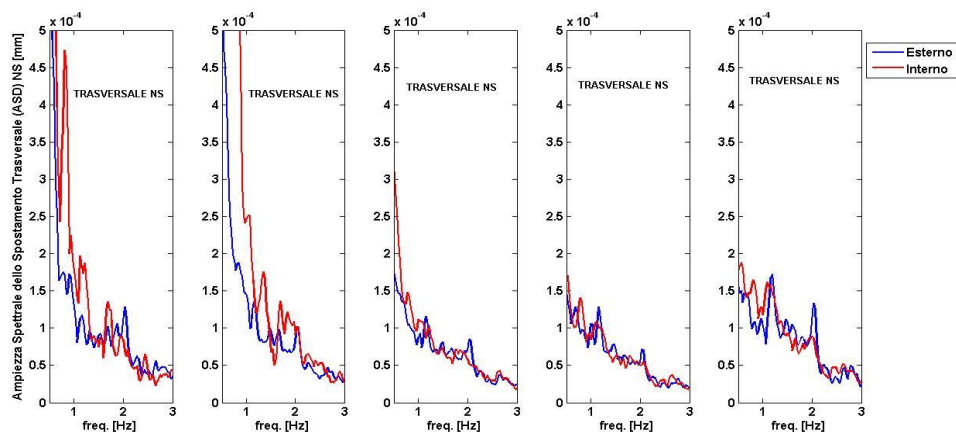


Figura 40, Ampiezza Spettrale dello Spostamento TRASVERSALE delle cinque misure esterne (blu) ed intere (rosso).

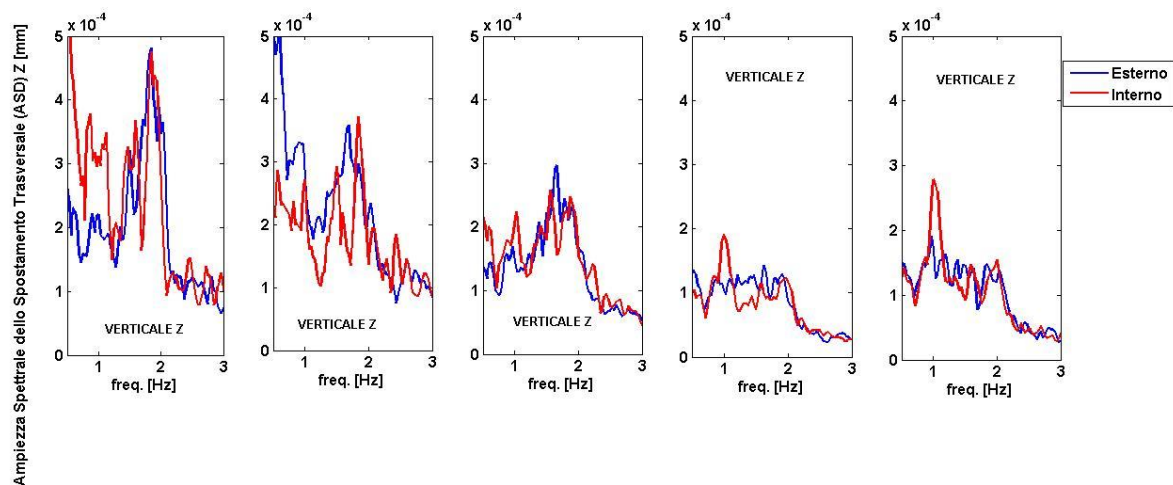


Figura 41, Ampiezza Spettrale dello Spostamento VERTICALE delle cinque misure esterne (blu) ed intere (rosso). Deformata verticale a 1.8 Hz (verde).

Il ponte della costituzione muove così poco che non risulta possibile individuarne i modi di oscillazione.

L'amplificazione tra le fondazioni e la struttura esterna è minima.

Non possiamo quindi valutare l'effetto di risonanza suolo-struttura.

ACQUISIZIONE E ANALISI DATI SUL SOTTOSUOLO: Tecniche di indagine

GENERALITA' SULLE INDAGINI MULTICANALE A ONDE DI SUPERFICIE

Le onde di superficie presentano peculiarità che le rendono adatte alla caratterizzazione del sottosuolo. Si originano dalla condizione di annullamento dello sforzo di taglio al bordo di un dominio, come ad esempio si verifica all'interfaccia tra la crosta terrestre e l'atmosfera. La propagazione di tali perturbazioni è essenzialmente bidimensionale, in quanto avviene principalmente in superficie, caratteristica che consente loro di essere meno affette dall'attenuazione geometrica rispetto alle onde di volume (P, S). La propagazione di queste ultime infatti coinvolge tutto il mezzo sia in orizzontale che in verticale; le onde di superficie invece subiscono un decadimento esponenziale nella direzione verticale. È stato verificato che la maggior parte della energia di deformazione associata alla loro propagazione è confinata tra la superficie e la profondità pari ad una lunghezza d'onda. Perciò onde di Rayleigh con maggiore lunghezza d'onda penetrano più in profondità. Inoltre, poiché la lunghezza d'onda è proporzionale al reciproco della frequenza, è possibile affermare che onde ad altra frequenza sono confinate in superficie, mentre le componenti a bassa frequenza coinvolgono il mezzo anche a profondità maggiori (Figura 42).

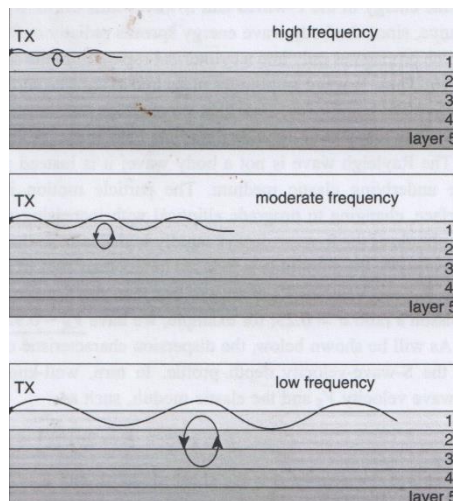


Figura 42, La profondità di penetrazione delle onde di Rayleigh dipende dalla lunghezza d'onda. Nel terzo caso (in basso) l'armonica a bassa frequenza riesce a raggiungere lo strato 3, a differenza delle due armoniche precedenti (in mezzo e in alto) a più alta frequenza (Everett, 2013).

L'onda di Rayleigh in un semispazio elastico isotropo e omogeneo non è dispersiva, cioè la sua velocità di propagazione è una funzione delle sole proprietà meccaniche del mezzo (parametri elastici di rigidezza e densità) ma non è funzione della frequenza. Nei mezzi stratificati invece si assiste alla nascita del fenomeno della dispersione che comporta la dipendenza dalla frequenza della velocità di propagazione: in un mezzo normalmente dispersivo, onde a frequenza minore penetrano più in profondità (Figura 42), propagandosi in mezzi più rigidi a velocità maggiore rispetto alle armoniche presenti in zone più superficiali. Da questo è possibile comprendere come ad ogni armonica sia possibile associare una propria velocità di propagazione (chiamata velocità di fase). Il grafico che associa a ciascuna frequenza la velocità di fase è chiamato curva di dispersione. Per un mezzo stratificato la curva di dispersione contiene informazioni sulla variazione della rigidezza del mezzo con la profondità.

La curva di dispersione può essere ottenuta sperimentalmente, consentendo di ricostruire il profilo di velocità con la profondità.

Nel nostro caso produrremo più curve di dispersione attraverso il metodo di indagine passivo ReMi™.

La maggior parte delle prove ad onde di superficie ha lo scopo di misurare il profilo di velocità delle onde di taglio che sono legate alla velocità delle onde di Rayleigh ed entrambe buoni stimatori del modulo elastico di taglio μ (Equazione 1).

Equazione 1

$$V_S \sim 1.1 * V_{Rayleigh} = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

La procedura standard prevede:

1. L'acquisizione dei dati sperimentali (serie nel dominio dei tempi)
2. Elaborazione dei segnali per ottenere la curva di dispersione sperimentale

3. Inversione per ricavare dalla curva di dispersione un possibile profilo di velocità delle onde taglio (che corrisponde alla variazione della rigidità del mezzo con la profondità), la cui curva teorica sintetica riproduca bene quella sperimentale osservata.

Per la generazione di onde di Rayleigh sono disponibili molteplici tipologie di sorgenti. Condizione richiesta è quella di trasmettere l'energia sufficiente nell'intervallo di frequenze di interesse per una specifica applicazione. Sorgenti transitorie ed impattanti sono spesso preferite in quanto intense ed economiche. Esse variano da piccoli martelli, adottati per la generazione di onde ad alta frequenza, a gravi pesanti lasciati cadere sul suolo che generano armoniche di frequenza più bassa.

Sorgenti continue invece sono capaci di generare armoniche specifiche. Anche in questo caso la massa della sorgente è variabile da piccoli agitatori elettromagnetici a grandi Vibroseis™.

È inoltre possibile utilizzare sorgenti passive, registrando il rumore di fondo ambientale, spesso denominato microtremore. Esso include sia vibrazioni naturali sia antropiche (come traffico veicolare e attività). Un grande vantaggio è che il microtremore ambientale è ricco di armoniche a bassa frequenza. Perciò, l'indagine sismica passiva fornisce utili informazioni per caratterizzazioni profonde (da decine a centinaia di metri). Tuttavia il livello di dettaglio che si ha in superficie è basso in quanto il microtremore manca di energia ad altra frequenza poiché questa si è attenua rapidamente con la distanza dalla sorgente. Questo limite può essere superato adottando entrambe le tecniche attiva e passiva.

Le indagini sismiche attive ad onde di superficie richiedono l'uso di uno stendimento di ricevitori e una sorgente attiva. Lo schema più utilizzato comprende uno stendimento lineare di ricevitori equispaziati in asse con la sorgente. Il campo d'onde è prodotto dalla sorgente e viene campionato lungo questa linea. La disposizione geometrica della strumentazione può essere modificata in base agli scopi dell'indagine, cioè alla profondità di investigazione desiderata e alla risoluzione che si vuole ottenere per i livelli più superficiali. I parametri che possono essere modificati sono:

1. La lunghezza dello stendimento
2. La spaziatura intergeofonica
3. La distanza sorgente – primo ricevitore
4. La frequenza di campionamento

La spaziatura intergeofonica è la frequenza spaziale di campionamento e determina il massimo numero d'onda acquisibile, che corrisponde alla lunghezza d'onda minima. A sua volta, la più piccola lunghezza d'onda influenza la possibilità di distinguere livelli superficiali del terreno (cioè la risoluzione). In generale possiamo affermare che la minore lunghezza d'onda identificabile è pari alla distanza intergeofonica. Solitamente vengono utilizzate spaziature comprese tra 1 e 5 metri.

Uno stendimento lungo fornisce una risoluzione spettrale più alta. In teoria non ci sarebbero limitazioni a riguardo della massima lunghezza d'onda che può essere osservata con uno stendimento; in pratica l'incertezza aumenta con il rapporto tra lunghezza d'onda e lunghezza dello stendimento. È importante

sottolineare che se la sorgente non è sufficientemente potente uno stendimento lungo potrebbe essere inutile. Solitamente gli stendimenti variano da 20 a 100 metri per indagini superficiali. La profondità di investigazione è solitamente pari 2 volte la lunghezza dello stendimento; questo perché con uno stendimento lungo L si riescono a correlare onde con $\lambda=4L$ che indagano principalmente fino a profondità pari a $4L/2=2L$.

La distanza tra la sorgente e il primo ricevitore è strettamente legata alla presenza degli effetti di campo vicino (near-field). La distanza affetta dalle problematiche di near-field è funzione della lunghezza d'onda. Un'assunzione comune nelle indagini ad onde di superficie è che il campo d'onda comprende solo onde piane. Se la sorgente e il ricevitore sono posti troppo vicini questa condizione non è verificata: il fronte d'onda alla sorgente è solitamente cilindrico e può essere assunto piatto solo dopo una certa distanza. Altro fattore che influenza campionamenti troppo vicini alla sorgente è la presenza di onde di volume P e S che interferiscono con quelle di superficie. Ad ogni modo attenuano più velocemente di queste ultime e la loro influenza decresce rapidamente allontanandosi dalla sorgente e non sono dispersive. La distanza critica entro la quale si verificano effetti di near-field varia da $\frac{1}{2}$ a 2 volte la minore lunghezza d'onda registrabile. Il campionamento di un segnale nel tempo rappresenta la lettura del valore che il segnale assume in opportuni istanti di tempo. Infatti la registrazione di un segnale comporta la conversione analogica – digitale, attraverso la quale il segnale continuo viene sostituito da una serie discreta di valori ad intervalli di tempo fissati. La conversione analogico – digitale può dar vita al fenomeno dell'aliasing; perciò risulta necessario che il campionamento avvenga con una frequenza F_s che è almeno maggiore del doppio rispetto alla frequenza della massima componente spettrale f_{max} del segnale, come esposto dal teorema di Nyquist-Shannon (1949): $F_s > 2f_{max}$. L'aliasing temporale è evitato con opportuni filtri passa-basso (cioè che registrano solo la parte del segnale caratterizzato dalle armoniche aventi frequenze f minori di una frequenza fissata f_{max} : $f < f_{max}$) inseriti a livello hardware prima del convertitore analogico/digitale. Inserendo questi appositi filtri, che impongono la frequenza massima registrata, è possibile conoscere a priori la frequenza massima stessa, e quindi poter stimare la F_s necessaria per un buon campionamento.

Indagine sismica passiva a stazione singola H/V

Il microtremore ambientale è l'insieme dei movimenti del terreno con ampiezze comprese tra 10^{-4} e 10^{-2} mm; pertanto non percepibili dall'uomo.

Sono l'effetto della dinamica superficiale della terra, sia naturale, come perturbazioni ondose e atmosferiche, sia artificiali, come traffico veicolare e attività industriali.

Tutte queste sorgenti originano un campo d'onde diffuso che, sebbene molto complesso, può essere considerato statisticamente omogeneo nelle vicinanze del sito di misura. Questa proprietà implica che la forma del segnale risulta statisticamente indipendente dalla natura e dalla posizione della sorgente, ma dipendente principalmente dalla struttura del sottosuolo (Albarello, et al., 2011). Per questo le vibrazioni ambientali di microtremore possono essere utilizzate in primo luogo per indagare la struttura geologica del sottosuolo, e in secondo luogo per individuare la frequenza fondamentale di risonanza in base alla teoria di seguito esposta.

La prova, nata in Giappone grazie a Nogoshi e Igarashi (1970), si esegue con un sismometro a tre componenti. Una volta acquisite le tre registrazioni del moto, si esegue una trasformata di Fourier per ricavare i loro spettri. Quindi si procede calcolando il rapporto tra la componente spettrale orizzontale H e quella verticale V, da cui deriva il nome H/V o HVSr (Horizontal to Vertical Spectral Ratio). Le frequenze alle quali tale curva mostra dei massimi sarebbero le frequenze di risonanza del sito al di sotto del punto di misura.

Per parlare di risonanza è necessario modellare il terreno come un oscillatore armonico, i cui parametri descrittivi sono la velocità media con cui le onde sismiche si propagano in esso (proporzionale alla radice quadrata della rigidità μ) e lo spessore dello strato stesso H. Se lo idealizziamo come un oscillatore siamo in grado di comprendere meglio come questo possa mostrare una particolare frequenza alla quale oscilla con maggior ampiezza. La risonanza infatti è quel fenomeno che si verifica quando un sistema oscillante viene sottoposto ad una sollecitazione periodica e prolungata nel tempo e di frequenza pari alla frequenza naturale del sistema stesso. Condizione necessaria per avere risonanza è che la struttura geologica presenti almeno due superfici in cui si verifica una variazione di impedenza acustica. La prima corrisponde al contatto crosta-atmosfera, la seconda ad una variazione fisica in profondità, come ad esempio il contatto bedrock con sedimenti di copertura. È proprio in quest'ultima unità, confinata sia in alto che in basso, che le onde sismiche rimangono intrappolate subendo continue riflessioni, soddisfacendo quindi il requisito di periodicità e permanenza del fenomeno.

Nel caso di una struttura geologica semplice (in cui un singolo strato, a contatto con l'atmosfera, ricompre un semispazio omogeneo) l'equazione della risonanza è:

Equazione 2

$$f = \frac{V_s}{4H}$$

in cui H è lo spessore dello strato che subisce la risonanza, V_s è la velocità media delle onde di taglio nello strato che risona alla frequenza fondamentale f .

Dall'equazione risulta evidente che, per stimare il valore di V_s dello strato che risona o stabilirne lo spessore a partire dalla frequenza di risonanza, il problema necessita di un vincolo su una delle due variabili. V_s può essere dedotta da altre indagini, solitamente multicanali ad onde di superficie, come ad esempio la ReMi™, SASW, MASW, ecc. Allo stesso modo lo spessore dello strato è identificabile con indagini dirette (es. penetrometrie) o indirette.

L'interpretazione originaria proposta da Nakamura nel 1989 propone che il rapporto spettrale sia strettamente legato alla risonanza delle onde S , la quale amplificherebbe l'oscillazione del terreno sul piano orizzontale comportando un picco spettrale nel grafico H/V (le onde P invece oscillano solo nella direzione di propagazione della perturbazione). Tuttavia, i sismologi accordano sul fatto che siano le onde di superficie (Rayleigh e Love) a condizionare la risposta H/V (Fäh, et al., 2001; Tuan, et al., 2010; Bonnefoy-Claudet, et al., 2008). In un mezzo con forti contrasti di impedenza e con sorgenti superficiali predominano infatti le onde di superficie. Non è stata formulata un'unica soluzione al problema dei massimi spettrali, ma diversi autori hanno individuato più responsabili.

Se il microtremore ambientale fosse dominato dalle sole onde di volume (P , S), il rapporto tra ampiezza spettrale orizzontale e verticale avrebbe un massimo in corrispondenza della risonanza delle onde S . Infatti, tra le due onde di volume, quest'ultima genera spostamenti orizzontali in direzione ortogonale alla propagazione e in condizioni di risonanza darebbe un forte contributo allo spostamento in questa direzione.

Se invece a dominare il campo d'onda fossero le onde di superficie, il picco spettrale sarebbe determinato sia dalle onde di Rayleigh sia da quelle di Love. Nelle prime, caratterizzate normalmente da un moto ellittico (contemporaneamente verticale e orizzontale), svanirebbe la componente verticale proprio in corrispondenza della frequenza di risonanza delle onde S , provocando un aumento del rapporto H/V . Le seconde agiscono per definizione solo sul piano orizzontale, dando perciò un contributo sempre positivo al rapporto, e inoltre la fase di Airy delle onde di Love presenta anch'essa un massimo in corrispondenza della frequenza di risonanza delle onde S (Albarelli, et al., 2011).

Da quanto detto si deduce che la funzione H/V presenterà un picco alla frequenza di risonanza delle onde S , indipendentemente dalla natura delle onde misurate. Una riprova empirica di questo legame si ha effettuando misurazioni sul bedrock, cioè su una struttura con densità pressoché omogenea che non può originare risonanza. In questo caso la curva presenta un andamento orizzontale con valore unitario. L'energia associata al moto è ripartita in modo uguale tra le componenti orizzontale e verticale.

Da quanto detto risulta che le misure H/V possono essere sfruttate in due settori:

- In microzonazione sismica: le misure hanno lo scopo di individuare eventuali fenomeni di risonanza sismica. Questi devono essere individuati, in quanto in presenza di fenomeni di risonanza del suolo, saranno le frequenze corrispondenti ai modi di vibrazioni propri del suolo quelle maggiormente eccitate in caso di terremoto. Conoscere tali frequenze permette di stimare la vulnerabilità sismica di un edificio sulla base del confronto con le frequenze vibrazionali dell'edificio stesso
- Per uso stratigrafico: le misure hanno lo scopo di poter estrarre un profilo di V_s dalla curva H/V. in questo caso è sempre necessario avere un vincolo nell'Equazione 2. Il profilo permette di ricavare un modello stratigrafico del terreno per valutare, tramite metodo numerici o metodi semplificati proposti dalla normativa, l'azione sismica espressa in termini di spettri di accelerazioni non semplificati e semplificati.

Indagine sismica passiva multicanale ReMi™

Le onde di superficie presentano caratteristiche che le rendono adatte alla caratterizzazione della struttura del sottosuolo. Esse si originano dall'interferenza tra le onde di volume con una superficie libera, in corrispondenza della quale si ha l'annullamento degli sforzi tangenziali.

La tecnica ReMi™ (Louie, 2001) è una tecnica di analisi sismica multicanale ad onde di superficie molto utilizzata per la sua semplicità di acquisizione. Il comportamento dispersivo delle onde di superficie permette di ottenere informazioni sulle variazioni di velocità delle onde di taglio del sottosuolo. Consente cioè di individuare una stratigrafia composta da strati caratterizzati da diverse velocità di propagazione delle onde sismiche.

Per l'analisi delle curve di dispersione è stato utilizzato il software *Grilla* (Castellaro, 2004). Ottenuta la curva di dispersione infatti è possibile, tramite la procedura di inversione, distinguere vari livelli del sottosuolo distinti dalle diverse velocità di propagazione.

Per calcolare la curva di dispersione il programma procede per tentativi. Le informazioni che ha a disposizione sono: la distanza intergeofonica; la posizione della sorgente e le tracce dei segnali registrate ai vari geofoni. A questo punto il programma procede alla trasformazione nel dominio delle frequenze dei segnali. Quindi ipotizza delle velocità di prova alla quale una determinata armonica può aver viaggiato. Quindi conoscendo la distanza intergeofonica, calcola il corrispondente tempo necessario per raggiungere i vari geofoni. Successivamente trasla le varie tracce del tempo ottenuto e somma calcola la correlazione dei diversi spettri. Se ci sono onde armoniche in fase si avrà un picco nella correlazione e potremo associare la velocità di prova ad una precisa armonica (avente una determinata frequenza). Per ogni velocità di prova si avrà un massimo in corrispondenza delle armoniche che hanno viaggiato con questa velocità.

In sostanza l'ampiezza dello spettro di potenza indica la probabilità che una componente del segnale originario di determinata frequenza abbia una determinata velocità.

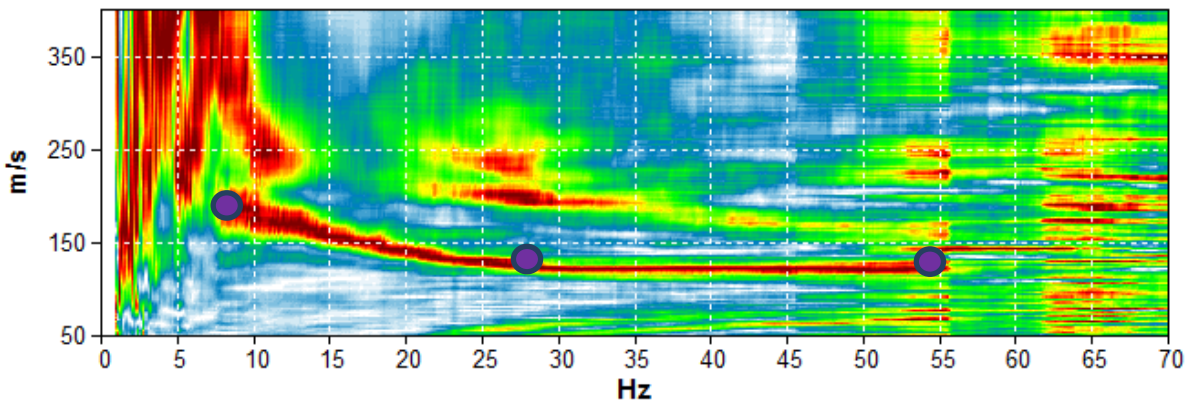


Figura 43, Grafico della dispersione delle onde di superficie. Ad ogni velocità è associata una curva che presenta i valori massimi in corrispondenza delle frequenze delle armoniche che hanno viaggiato a quella velocità.

Ottenuta la curva di dispersione, la prima cosa da fare per analizzarla è identificare, se possibile, il primo modo normale di ogni campione.

Tenuto conto che maggiore è la frequenza minore è la profondità a cui si riferisce la curva, mentre basse frequenze danno informazioni sulle condizioni profonde del suolo, cerchiamo di capire qual è la profondità massima di indagine di ogni curva. Per fare questo è sufficiente stabilire la velocità appartenente alla frequenza minima osservando il primo modo normale del grafico. Prendiamo per esempio la curva visibile in Figura 43. Nel nostro caso questo punto risulta indicativamente a 7 Hz, con una velocità delle onde di Rayleigh intorno ai 200 m/s (che corrisponde a circa 180 - 190 m/s di velocità delle onde S, sapendo che $V_s=1.1V_r$). Chiaramente il risultato avrà un'incertezza intrinseca, dovuta all'arbitrarietà della scelta dei punti.

A questo punto si può risalire alla lunghezza d'onda massima osservata semplicemente tramite la relazione $c=\lambda \cdot \nu$, dove c indica la velocità di propagazione della perturbazione, λ e ν rispettivamente la lunghezza d'onda e la frequenza dell'onda. Possiamo riscrivere $\lambda=c/\nu$. Perciò nel nostro caso risulta essere $170 \text{ m/s} / 7 \text{ Hz} \approx 24.3 \text{ m}$. Questa lunghezza non corrisponde alla profondità di sondaggio però, perché l'onda di Rayleigh muove il suolo principalmente tra $1/2$ e $1/3$ della sua lunghezza d'onda. Perciò possiamo concludere stimando la profondità di indagine a $24.3\text{m} / 2.5 \approx 10 \text{ m}$.

Seguendo il modo fondamentale verso destra, identifichiamo gli eventuali altri punti di ginocchio, cioè quei punti in cui la curva subisce un cambio di pendenza. Ciò significa che le onde da quella frequenza di ginocchio in poi presentano velocità di propagazione minori, non risentono più dello strato sottostante più veloce. Nel nostro esempio è identificabile una prima flessione a 25 -27Hz e velocità 130 m/s che, ripetendo il ragionamento di prima, porta ad avere una lunghezza d'onda di 5 m ed una profondità sondata di 2 - 4 m circa per una velocità di propagazione delle onde S di circa 120 m/s.

La prova comincia ad indagare nel punto 55 Hz – 130 m/s cioè ad una profondità pari a $z=130/55/2.5 \approx 1 \text{ m}$.

Il processo di inversione ha come scopo la costruzione del profilo di velocità delle onde di taglio S: V_s . Ultimo passo da compiere prevede la trasformazione delle velocità delle onde di Rayleigh, lette sul grafico di dispersione, in velocità delle onde di taglio S. Una relazione grossolana tra le due è: $V_s = 1.1 V_r$.

In conclusione la sismostratigrafia è composta da uno strato superficiale compreso tra 1m e 1.9m con velocità di propagazione delle onde S pari a $1.1 \cdot 130 \text{ m/s} = 143 \text{ m/s}$; un secondo strato compreso tra 1.9 m e 10 m con velocità crescente fino a $1.1 \cdot 170 \text{ m/s} \approx 190 \text{ m/s}$.

Da quanto esposto risulta chiaro che la sola indagine ReMi non è sufficiente ad indagare il terreno sotto i 10-15m; per questo è stato necessario affiancare la prova con un'indagine passiva a stazione singola che, lavorando con frequenze più basse, permette di ottenere informazioni sismostratigrafiche più profonde

ACQUISIZIONE E ANALISI DATI DEL SOTTOSUOLO PER I 2 PONTI IN ESAME: Risultati

Riportiamo ora i risultati delle due tipologie di indagini sismiche effettuate nella nostra area di studio e appena illustrate: la prova passiva a stazione singola per la registrazione del microtremore ambientale e la prova passiva multicanale ReMi™.

Qualunque sia la tecnica utilizzata, esiste una metodologia comune per l'esplorazione del sottosuolo:

ACQUISIZIONE	ELABORAZIONE DATI	INVERSIONE
Acquisizione del moto delle onde di superficie	Elaborazione dati e creazione della curva di dispersione	Dalla curva di dispersione si ricava il profilo delle velocità delle onde di taglio

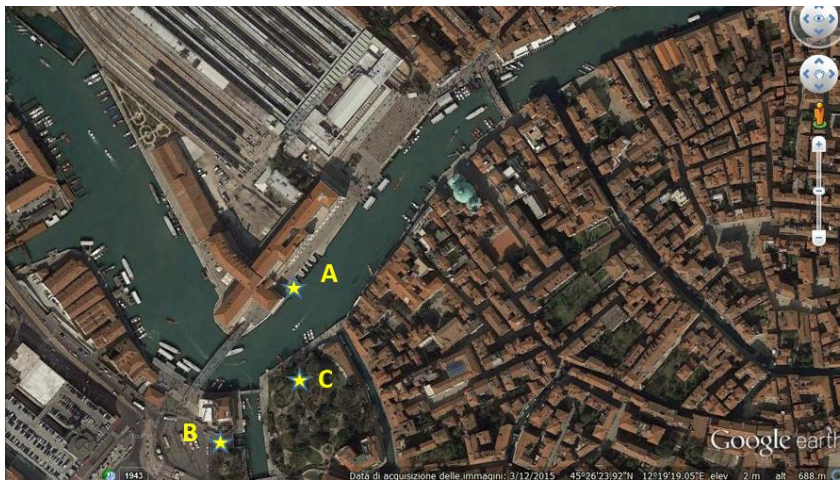


Figura 44, Ubicazione indagini: le stelle gialle indicano il luogo di acquisizione delle prove a stazione singola per la registrazione del microtremore ambientale.

PROVA HVSR o H/V

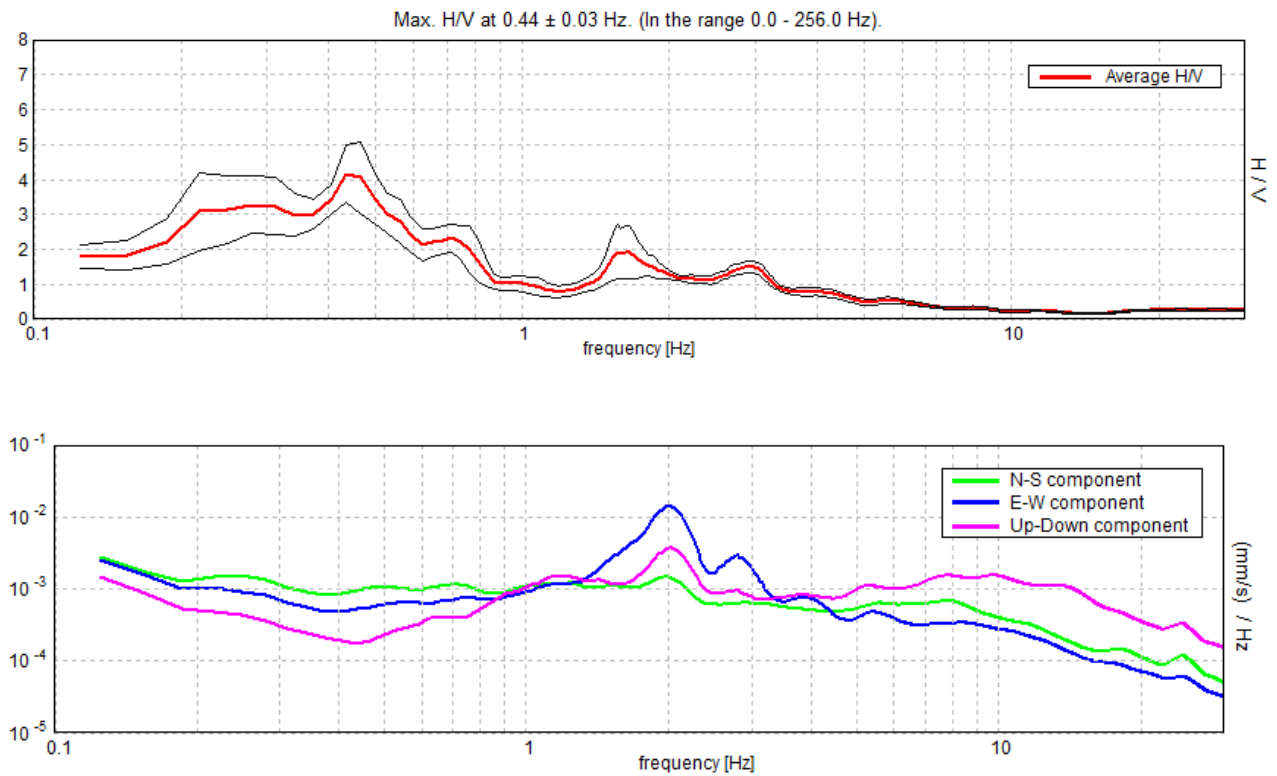


Figura 45, misura A di microtremore ambientale : In alto, curva H/V. La media è disegnata in rosso, mentre la deviazione standard in nero.

In basso, spettri di ampiezza in velocità delle singole componenti nel moto (NS, EW, Z). Si osserva un picco H/V di origine stratigrafica a 0.5 Hz, un picco spettrale di origine antropica a 2 Hz, il marker di una inversione di velocità (H/V persistentemente sotto 1) da 4 Hz in su.

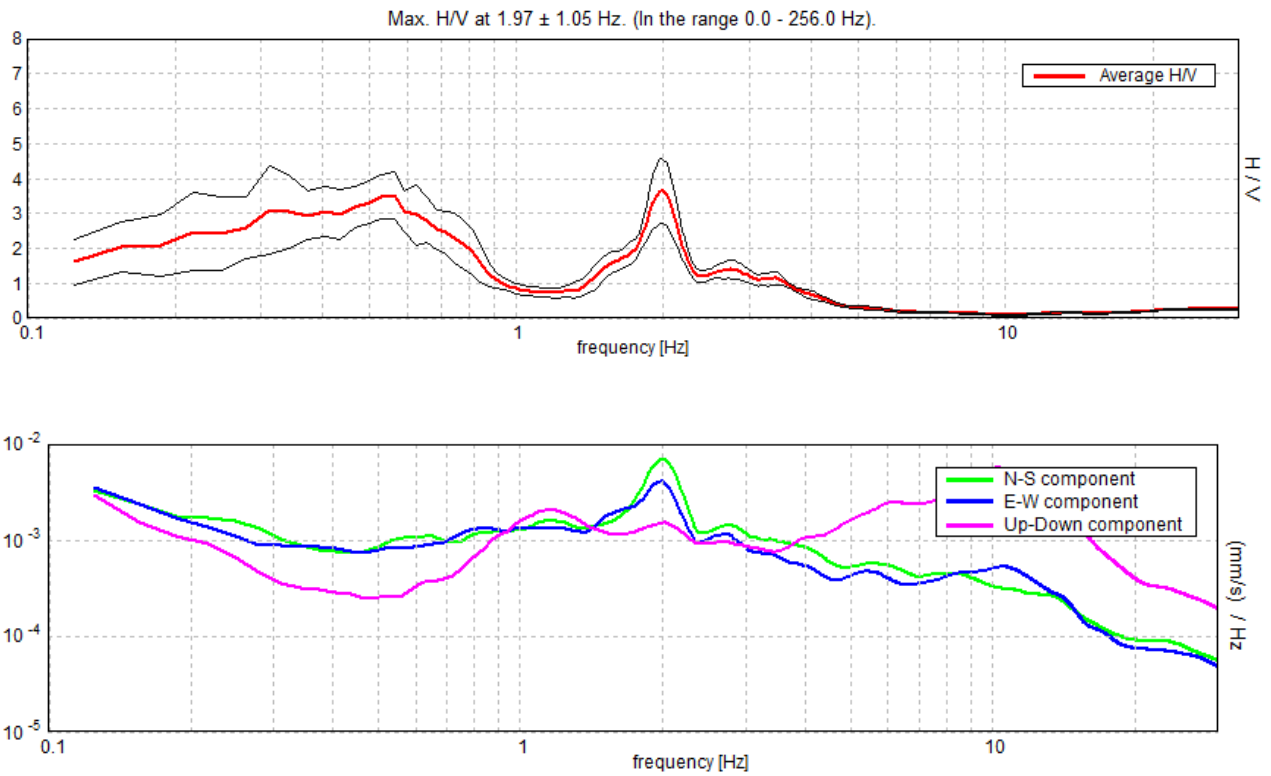


Figura 46, Misura B si microtremore ambientale: In alto è rappresentata la curva spettrale H/V. La media è disegnata in rosso, mentre la deviazione deviazione standard in nero.

In basso si possono osservare gli spettri di ampiezza in velocità delle singole componenti nel moto (NS, EW, Z). Si osserva un picco H/V di origine stratigrafica a 0.5 Hz, un picco spettrale di origine antropica a 2 Hz. Il marker di una inversione di velocità (H/V persistentemente sotto 1) si presenta da 4 Hz in su.

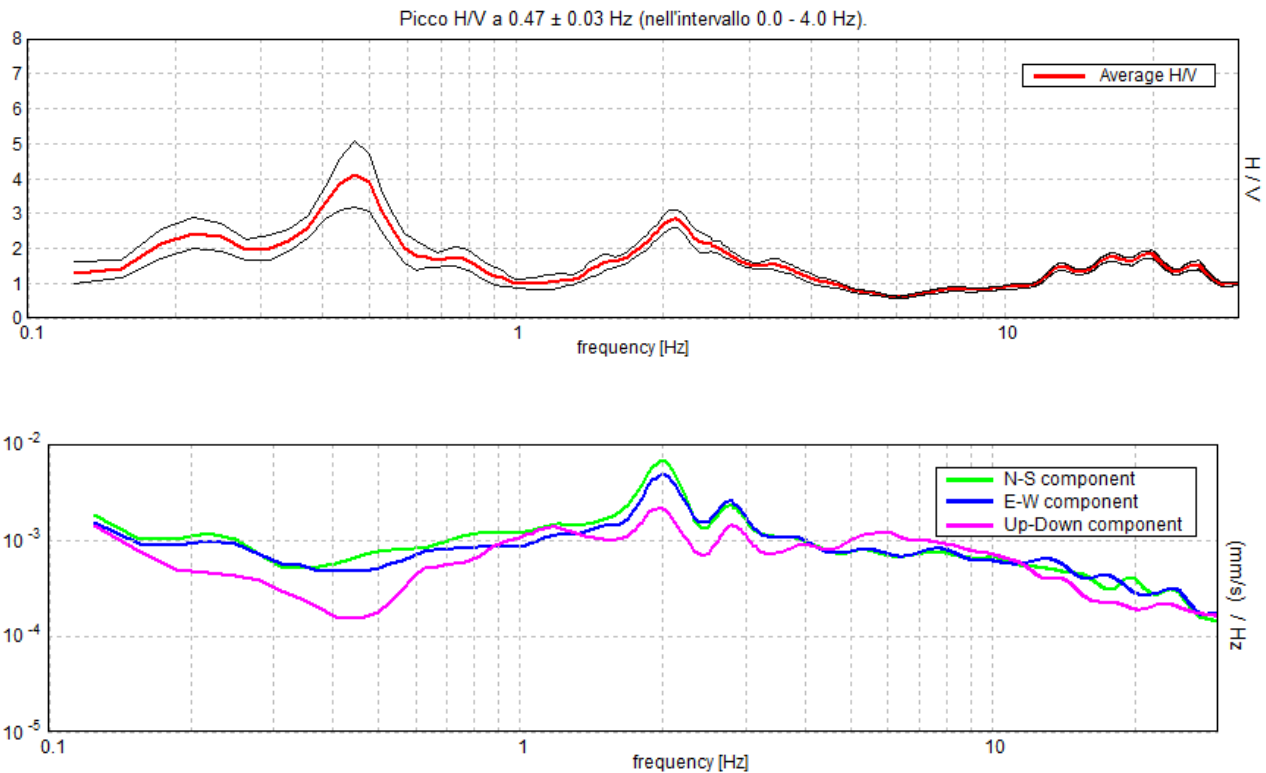


Figura 47, Misura C di microtremore ambientale: In alto, curva H/V. La media è disegnata in rosso, mentre la deviazione standard in nero.

In basso sono collocati gli spettri di ampiezza in velocità delle singole componenti nel moto (NS, EW, Z). Si osserva un picco H/V di origine stratigrafica a 0.45 Hz, un picco spettrale di origine antropica a 2 Hz originato dalla coalescenza di due eccitazioni a 2Hz e 2.8Hz. Il marker di una inversione di velocità (H/V persistentemente sotto 1) persiste da 4 Hz a 10 Hz. Sopra i 10 Hz la curva spettrale H/V mostra 4 deboli picchi di origine stratigrafica di ampiezza massima pari a 2.

Le due curve H/V ottenute dalle misure a stazione singola A e B di microtremore ambientale, intorno al ponte della Costituzione, mostrano un picco a 0.45 Hz, uno a 2 Hz; sopra i 2Hz invece mostrano un andamento minore di 1. La curva H/V, ottenuta dalle misurazioni avvenute nel punto C invece, sopra i 2 Hz mostra valori maggiori dell'unità.

L'interpretazione delle curve H/V richiede come prima cosa la constatazione di alcune caratteristiche.

- La curva H/V deve essere statisticamente significativa, ossia deve presentare una ridotta deviazione in ampiezza alla curva rossa. Qualora questa caratteristica non fosse presente dall'inizio, deve essere ricercata tramite una pulizia del tracciato.
- La curva H/V deve essere analizzata sempre assieme agli spettri delle singole componenti dai quali essa ha origine. Alla frequenza di risonanza di un sito si genera un picco nel grafico H/V legato ad un minimo locale della componente spettrale verticale. Tale minimo si distacca dall'andamento delle altre componenti (orizzontali) e con esse dà vita ad una forma ad occhio o ogiva. Questa forma indica una risonanza stratigrafica (Fäh et al., 2001; Tuan et al., 2010; Castellaro, 2016 – *in press*).

- Qualora la curva H/V si trovi per un lungo tratto al di sotto del valore 1 siamo in presenza di inversione di velocità. Cioè non è verificata l'ipotesi di stratigrafia normale con velocità di propagazione crescente verso il basso. È presente invece uno strato meno rigido sottostante uno strato più rigido. Un'inversione di velocità influenza le componenti spettrali (Castellaro, et al., 2009).

Da quanto precisato risulta evidente che il picco a 2 Hz presente nelle nostre 3 misure non provenga da un'amplificazione stratigrafica in quanto tutte e tre componenti spettrali subiscono un picco nell'intono di questa frequenza. In pratica non si verifica la diminuzione in ampiezza della componente verticale che ci aspetteremmo nel caso di risonanza.

Il picco a 2 Hz e le sue componenti spettrali presentano una morfologia che solitamente è propria di artefatti, cioè sorgenti di natura antropica che emettono vibrazioni ad una specifica frequenza.

Vogliamo capire la provenienza del rumore a 2 Hz. La composizione del vettore velocità, tramite le componenti orizzontali E-O e N-S, permette di capire da dove proviene una armonica. La soluzione è simmetrica. Facciamo l'ipotesi per la posizione A B ed E e cerchiamo il punto di convergenza.

Ricerca della sorgente antropica

Lo spettrogramma direzionale permette di individuare la direzione dalla quale provengono le armoniche di maggior ampiezza. Avendo a disposizione più spettrogrammi è possibile incrociare le varie risposte nell'intento di ricercare la posizione della sorgente dell'artefatto a 2 Hz.

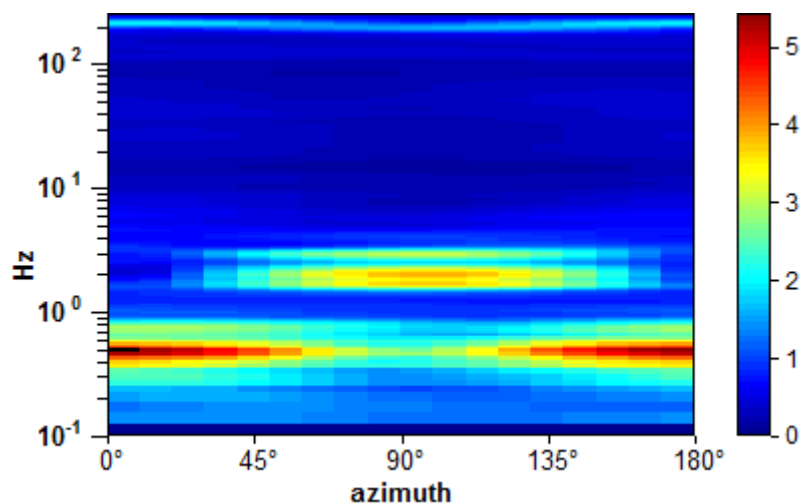


Figura 48, Direttività nel punto A: grafico direzionale del microtremore nel punto A. I toni di rosso indicano le direzioni di provenienza del segnale, alle varie frequenze, rispetto al NS strumentale.

La Figura 48 evidenzia per l'armonica a 2Hz una provenienza da 100° rispetto all'asse principale dello strumento che era posto in direzione N-S nel punto A.

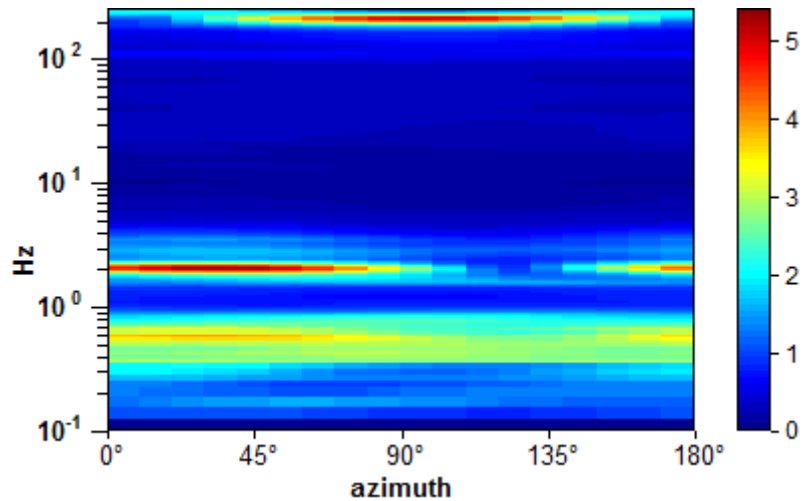


Figura 49, Direttività nel punto B: grafico direzionale del microtremore nel punto B. I toni di rosso indicano le direzioni di provenienza del segnale, alle varie frequenze, rispetto al NS strumentale.

Lo spettrogramma in Figura 49, sempre per la componente a 2 Hz, esalta la direzione di 40° rispetto all'asse N-S strumentale.

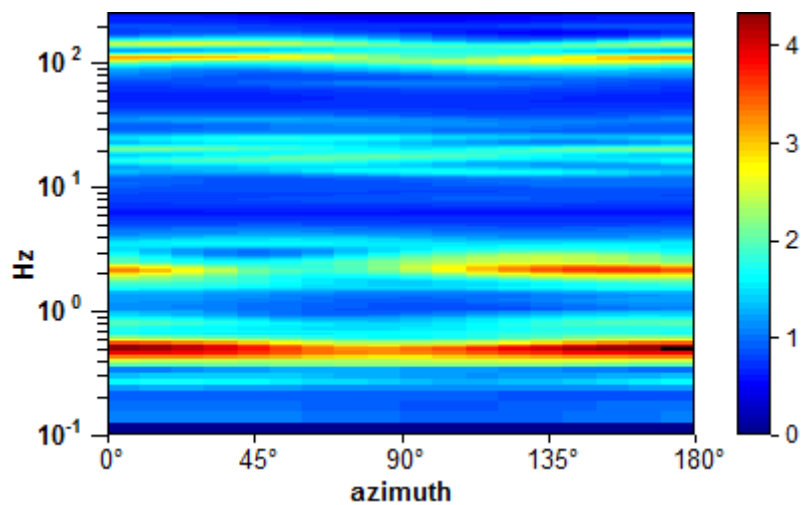


Figura 50, Direttività nel punto C: grafico direzionale del microtremore nel punto C. I toni di rosso indicano le direzioni di provenienza del segnale, alle varie frequenze, rispetto al NS strumentale.

Lo spettrogramma in Figura 50 suggerisce una direzione di provenienza da circa 150°.

Le informazioni ottenute permettono di individuare la posizione della sorgente. Conoscendo la direzione lungo la quale è orientato il N-S dello strumento, risulta facile tracciare la direzione dalla quale proviene l'armonica in questione. Disegnata la prima sulla mappa delle misure, sarà sufficiente ruotare rispetto ad essa di un angolo pari a quello letto negli spettrogrammi.

Nota la direzione rimane l'incertezza sul verso di provenienza. Servendosi di almeno 3 punti di misura risulta possibile incrociare le informazioni di direzione, individuando l'area di provenienza dell'armonica.



Figura 51, grafico delle direzioni di provenienza dell'artefatto a 2 Hz.

La Figura 51 mostra un'ipotetica sorgente in corrispondenza dell'incrocio delle tre rette, posto in corrispondenza della sponda sinistra del Ponte di Calatrava.

PROVA ReMi™

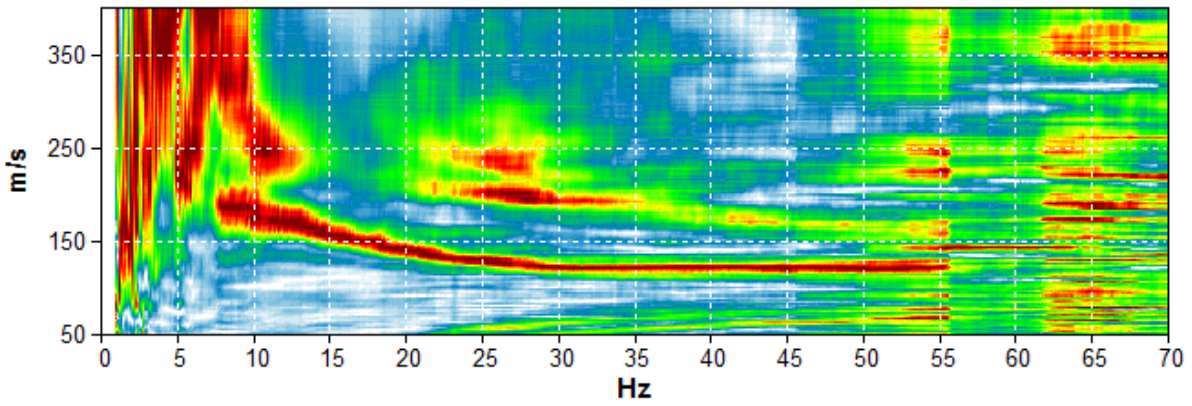


Figura 52, Spettri di velocità di fase ottenuti elaborando i dati acquisiti nella prova ReMi con il software Grilla.

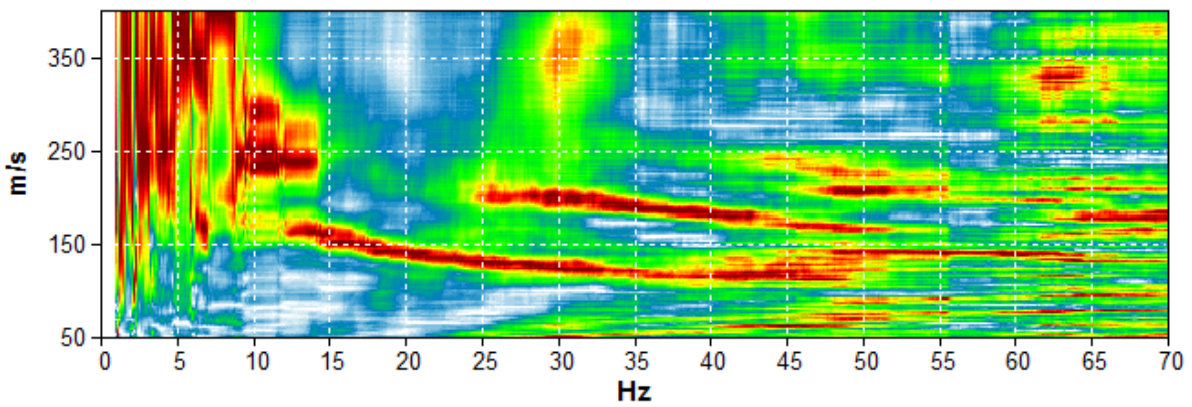


Figura 53, Spettri di velocità di fase ottenuti elaborando i dati acquisiti nella prova ReMi con il software Grilla.

ELABORAZIONE PROFILO DEL SOTTOSUOLO

Le due tecniche di indagine passiva esposte in precedenza permettono di dedurre in modo più raffinato il profilo di velocità delle Vs. Utilizzate in modo congiunto i due metodi si possono colmare reciprocamente le diverse mancanze che ciascuna porta intrinsecamente con sé. Le prove in array in generale (SASW, MASW, ReMi, SPAC, etc.) adottano modelli per l'inversione (cioè per l'estrapolazione del profilo di velocità delle Vs) basta sull'ipotesi di sottosuolo a strati piani e paralleli. Questa ipotesi, che solitamente non viene verificata durante l'esecuzione della prova, può essere confermata realizzando alcune misure H/V lungo lo stendimento; queste ultime permettono di individuare geometrie non planari qualora la forma spettrale H/V risultasse diversa.

Altra insufficienza della prova in array è che in presenza di un riflettore importante caratterizzato da un aumento di rigidità non riesce ad investigare al di là del riflettore stesso, in quanto l'energia prodotta (nel caso di metodi attivi) viene riflessa in superficie. In questo modo la tecnica a stazione singola permette di estendere l'indagine anche al di là di situazioni stratigrafiche sfavorevoli.

Dalla curva di dispersione (Figura 52) abbiamo calcolato che il terreno ha 2 strati: uno di circa 10 m a 190-200 m/s e uno più superficiale di 2-4 m con Vs intorno ai 120 m/s. questi due livelli sono stati uniti in uno solo da 15 m perché le azioni sismiche intervengono alla base della fondazione.

A questa profondità la curva di dispersione esaurisce le informazioni sulla sismostratigrafia ed è necessario studiare le curve H/V. Queste mostrano, oltre all'artefatto a 2 Hz, un massimo a 0.45 Hz legato presumibilmente alla risonanza della copertura sedimentaria posta al tetto del bedrock. La copertura più profonda è sicuramente caratterizzata da una velocità di propagazione maggiore rispetto ai livelli superficiali.

Con queste conoscenze a disposizione possiamo ipotizzare una velocità di propagazione delle onde di taglio per il secondo stato è possibile creare delle curve H/V e di dispersione sintetiche da confrontare con quelle sperimentali: buona sovrapposizione tra le due permette di confermare l'ipotesi sulla velocità del secondo strato.

Impostando una velocità di 250 m/s, utilizzando la relazione di risonanza per un modello monostrato $f=V_s/4H$ ricaviamo la stima dello spessore dello secondo strato da inserire nel modello pari 110 m.

I parametri ulteriori che il programma ci chiede di inserire sono anche i moduli di Poisson e le densità degli strati. Dato che la misura è stata effettuata in un'isola della laguna veneta in cui i sedimenti sono saturi, usiamo un modulo di Poisson molto alto per ottenere una velocità delle onde P di circa 1400 m/s, che è la velocità tipica di queste onde nei suoli saturi. Scegliamo quindi una densità superficiale tipica di 1.6×10^3 m/s, che andremo gradualmente ad aumentare presupponendo una compressione dei materiali dovuti alla compattazione gravitazionale.

Tabella 4, Sismostratigrafia inserita nel programma per l'elaborazione di curve spettrali sintetiche, con l'intento di farle combaciare al meglio con quelle sperimentali.

Profondità alla base di ciascun livello [m]	Spessore di ciascun livello [m]	Velocità media delle onde di taglio, Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
15.00	15.00	190	0.49
125.00	110.00	250	0.48
inf.	inf.	480	0.48

In Tabella 4 sono riportati i valori numerici del modello inserito per riprodurre il più fedelmente possibile lo spettro H/V e la curva di dispersione. La rappresentazione grafica è in Figura 54 .

Inserendo questa sismostratigrafia è possibile estrapolare delle curve sintetiche H/V e di dispersione da confrontare con quelle misurate. Piccoli accorgimenti e modifiche possono aiutare ad ottenere una maggiore coincidenza tra le due curve, tenendo sempre presente la correttezza geologica che tali modifiche comportano.

Le due curve sintetiche sono rappresentate in Figura 55 e Figura 56.

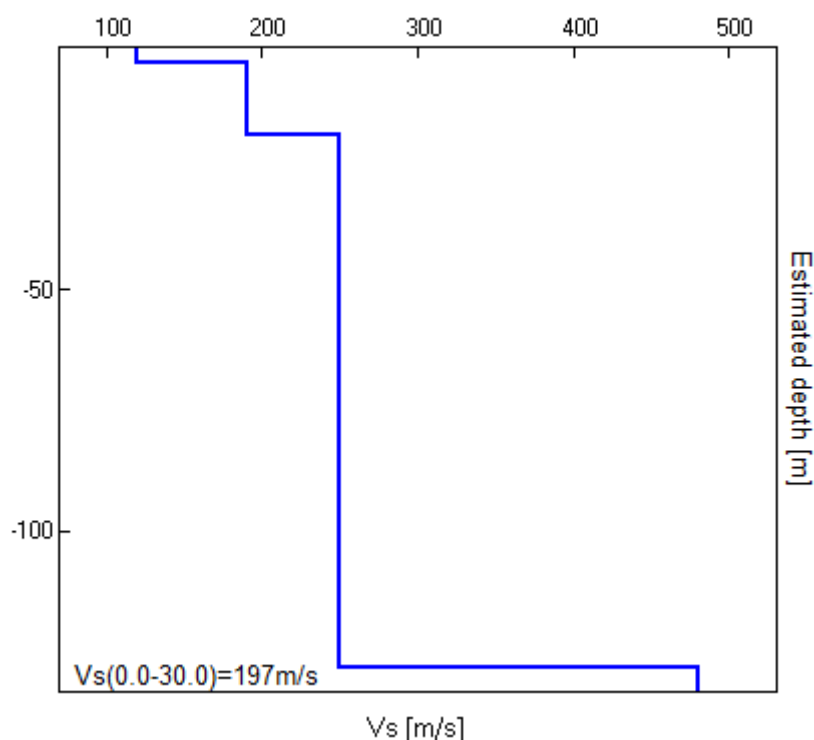


Figura 54, Profilo di velocità delle onde di taglio per il sottosuolo nei pressi del ponte della Costituzione.

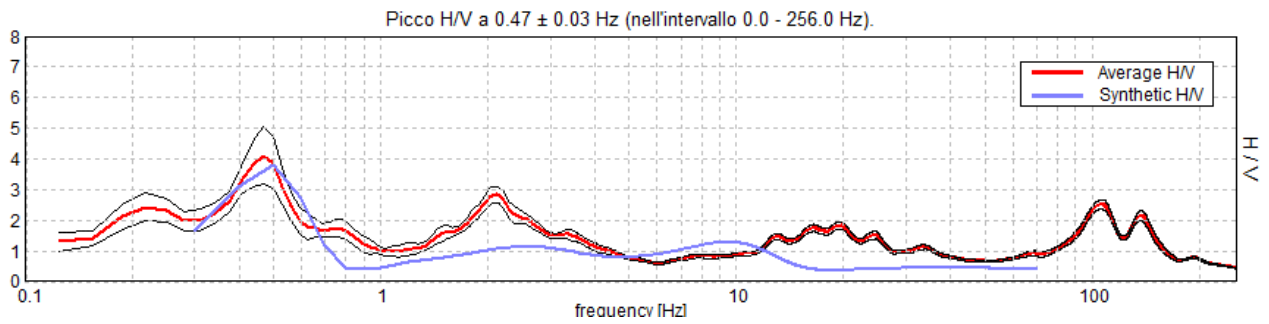


Figura 55, La figura mostra la sovrapposizione della curva H/V in rosso (con relativa deviazione standard in nero) sovrapposta alla curva sintetica elaborata.

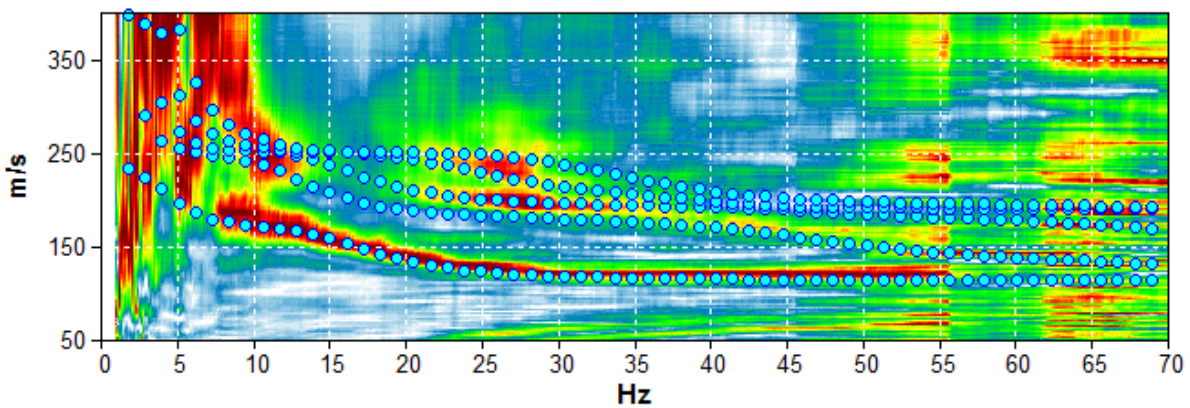


Figura 56, Curva di dispersione misurata sovrapposta alle curve sintetiche elaborate. Quella più in basso rappresenta il primo modo di vibrare dei sismo-strati individuati.

Dalla Figura 55 si nota che la sismostratigrafia riportata in Figura 48 permette di calcolare una curva sintetica che combacia abbastanza bene con quella empirica. Si ha inoltre ulteriore conferma che il picco a 2 Hz non deriva da fenomeni di risonanza stratigrafica, ma proviene da una sorgente antropica.

ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

Le analisi di risposta sismica locale sono finalizzate alla definizione del moto sismico in superficie in corrispondenza di un determinato sito geologico. Si assume di conoscere l'input sismico alla base del sito in corrispondenza del bedrock e si cerca di comprendere le modifiche che il sito opera sull'input stesso (tramite lo studio geologico, geotecnico e sismico dell'area), al fine di valutare gli effetti prodotti in superficie in termini di accelerazioni massime orizzontali. Queste saranno poi utilizzate nella progettazione o nell'adeguamento sismico delle varie opere che dovranno essere ubicate in corrispondenza del luogo di indagine.

I metodi che cercano di dare una soluzione a questo problema sono raggruppabili in più classi:

- Metodi empirici: basati su analisi statistiche (proposto dalla normativa italiana NTC 08, SPETTRO DI RISPOSTA SEMPLIFICATO)
- Metodi analitici: utilizzano un approccio lineare al problema e sono basati sulla soluzione in forma chiusa di equazioni differenziali della dinamica (esempio in APPENDICE C).
- Metodi numerici: Il terreno viene schematizzato come un mezzo multistrato; ogni strato viene considerato omogeneo a comportamento visco elastico (Tali metodi sono implementati in codici di calcolo come EERA, STRATA e permettono di ottenere uno SPETTRO DI RISPOSTA NON SEMPLIFICATO)

Gli spettri di risposta sono utilizzati per valutare l'entità della forzante sismica attesa in un determinato sito in termini probabilistici.

Lo spettro di risposta semplificato (o di progetto) differisce da quello non semplificato. Quest'ultimo appare molto irregolare, infatti la sua forma riflette i dettagli del suo specifico contenuto in frequenza e di fase. Al contrario, lo spettro di progetto è generalmente liscio.

SPETTRO DI RISPOSTA SEMPLIFICATO

Le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 (NTC, 2008) prevedono la valutazione delle massime accelerazioni orizzontali attese nel sito di interesse:

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido⁹ con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito o PGA.

Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_c^ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.*

La costruzione dello spettro di risposta semplificato necessita l'inserimento di vari parametri nel foglio di calcolo delle NTC del 2008. Come primo passo si devono specificare le coordinate del sito di indagine o direttamente il nome del Comune. Successivamente si inserisce la vita nominale dell'opera richiesta:

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Nel nostro caso abbiamo inserito una vita nominale maggiore di 100 anni in quanto stiamo considerando due opere infrastrutturali di grande importanza strategica.

Il passo seguente prevede la scelta della classe d'uso per l'individuazione del coefficiente d'uso. La nostra scelta è ricaduta sulla classe III (coefficiente d'uso 1.5) in quanto i due ponti sono costruzioni il cui uso *prevede affollamenti significativi* e la cui interruzione provocherebbe situazioni di emergenza.

Il foglio di calcolo provvede al calcolo della vita di riferimento V_R come prodotto del coefficiente d'uso con la vita nominale.

⁹ Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m (NTC, 08).

La successiva indicazione che deve essere fornita riguarda la scelta dello stato limite che si vuole considerare:

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): *a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;*

- Stato Limite di Danno (SLD): *a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.*

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): *a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;*

- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): *a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.*

Per ultimo è opportuno indicare la categoria di suolo che è presente nel sito di indagine per definire, secondo l'approccio semplificato, l'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale. Abbiamo optato per la categoria D:

Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s.

Una volta terminata la scelta dei vari parametri di input si ottiene la forma dello spettro di risposta semplificato. Esso fornisce importanti indicazioni sulle accelerazioni massime (esprese in frazione di g) attese nel sito di interesse e l'intervallo di frequenze nel quale esse si manifestano.

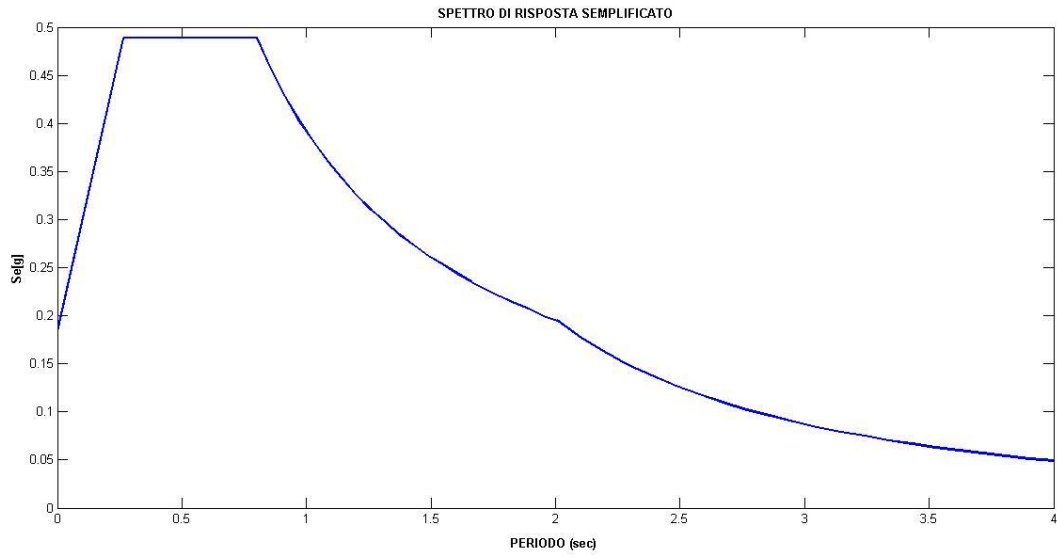


Figura 57, Spettro di risposta semplificato per il sito di Venezia costruito secondo il metodo empirico proposto dalla normativa italiana, NTC 08; (classe di suolo D; vita nominale 100 anni; coefficiente d'uso 1.5).

SPETTRO DI RISPOSTA NON SEMPLIFICATO

Il calcolo dello spettro di risposta elastico di un determinato sito prevede l'esecuzione della seguente procedura:

1. Estrazione degli accelerogrammi naturali da utilizzare come input sismici opportunamente scalati al valore di accelerazione del sito registrati sul bedrock o deconvoluti se fosse registrato in superficie. Per la ricerca degli accelerogrammi ci siamo affidato al programma REXEL sviluppato dalla ReLuis¹⁰, che permette l'estrazione dei segnali da più banche dati: ESD (europea), ITACA (italiana) e la banca dati Simbad (Smerzini e Paolucci, 2011).
2. Definizione del modello sismostratigrafico: spessori dei livelli stratigrafici sottostanti il sito in esame nei termini del profilo velocità delle onde di taglio sotto il sito; della densità dei livelli stratigrafici, della variazione del modulo di rigidezza (μ e G) e dello smorzamento con la profondità (ζ).
3. Calcolo della risposta sismica locale attraverso codici come EERA¹¹ (Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses). Tali codici calcolano la risposta in superficie per un dato terremoto al bedrock di input. La risposta è fornita sia nei termini della funzione di amplificazione del moto dal bedrock alla superficie alle varie frequenze che nei termini dello spettro di risposta del sito sottoposto a quel particolare accelerogramma di input.

Il modello è composto da un accelerogramma di input acquisito su roccia che rappresenta il sisma alla base della sismostratigrafia e dalla sismostratigrafia composta da più strati, ognuno dei quali è un oscillatore ad un grado di libertà definito dai propri parametri elastici (costante elastica, coefficiente di smorzamento e massa).

1.

Abbiamo utilizzato il motore di ricerca REXEL sviluppato da ReLuis per individuare 14 accelerogrammi registrati da stazioni distinte in un'area di 70 km di raggio attorno al sito di Venezia (45.4343363° N, 12.3387844° E), con magnitudo compresa tra 5.5 e 7.

Per avviare la ricerca è necessario inserire le seguenti informazioni:

1. Coordinate del sito di indagine espresse nel sistema di riferimento ED50 (European Datum).

¹⁰ La Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLuis), costituita con atto convenzionale sottoscritto il 17 aprile 2003, è un consorzio interuniversitario che ha lo scopo di coordinare l'attività dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica.

¹¹ EERA è la moderna implementazione della nota analisi di risposta sismica locale. Il programma è stato sviluppato nel 1998 in FORTRAN 90 da J.P. Bardet, K. Ichii e C. H. Lin del dipartimento di ingegneria civile dell'University of Southern California.

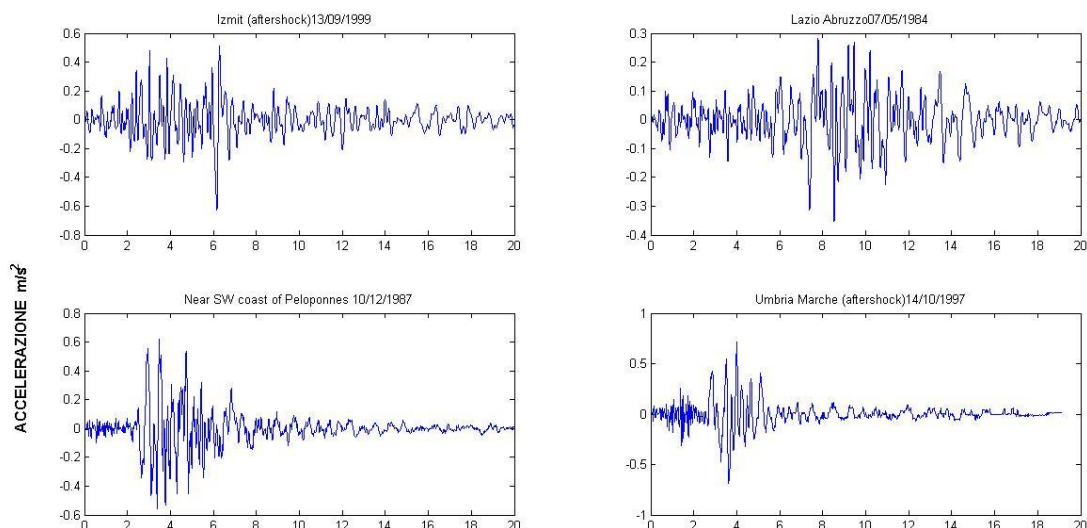
2. Parametri di progettazione: vita nominale; coefficiente d'uso; stati limite di riferimento SLV, SLD.
3. Accelerazione massima al sito (sul territorio nazionale viene fornita automaticamente dal programma ed è pari a 0.17 g).
4. Selezione della categoria di suolo sul quale sono state effettuate le registrazioni: classe A
5. Dati di disaggregazione: intervalli di magnitudo e distanza epicentrale per restringere la ricerca.

Gli accelerogrammi estratti da Rexel e infine utilizzati nella nostra analisi sono elencati nella tabella sottostante.

Tabella 5, Sintesi degli accelerogrammi scaricati dall'archivio europeo tramite il programma REXEL.

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism
1243	473	ST575	Izmit (aftershock)	13/09/1999	5.8	oblique
368	175	ST143	Lazio Abruzzo	07/05/1984	5.9	normal
1893	652	ST1321	Near SW coast of Pe	10/12/1987	5.2	?
642	292	ST225	Umbria Marche (afte	14/10/1997	5.6	normal
410	189	ST161	Golbasi	05/05/1986	6	oblique
5895	1932	ST1354	Arnissa	09/07/1984	5.2	normal
5085	1464	ST2497	Mt. Hengill Area	04/06/1998	5.4	strike slip
5814	1885	ST1309	Kalamata	13/10/1997	6.4	thrust
292	146	ST98	Campano Lucano	23/11/1980	6.9	normal
1902	659	ST1324	Anchialos	30/04/1985	5.6	normal
304	146	ST110	Campano Lucano	23/11/1980	6.9	normal
382	176	ST140	Lazio Abruzzo (afters	11/05/1984	5.5	normal
7089	2290	ST557	Pasinler	10/07/2001	5.4	strike slip
290	146	ST96	Campano Lucano	23/11/1980	6.9	normal

Le 14 tracce ottenute sono riportate nelle successive immagini:



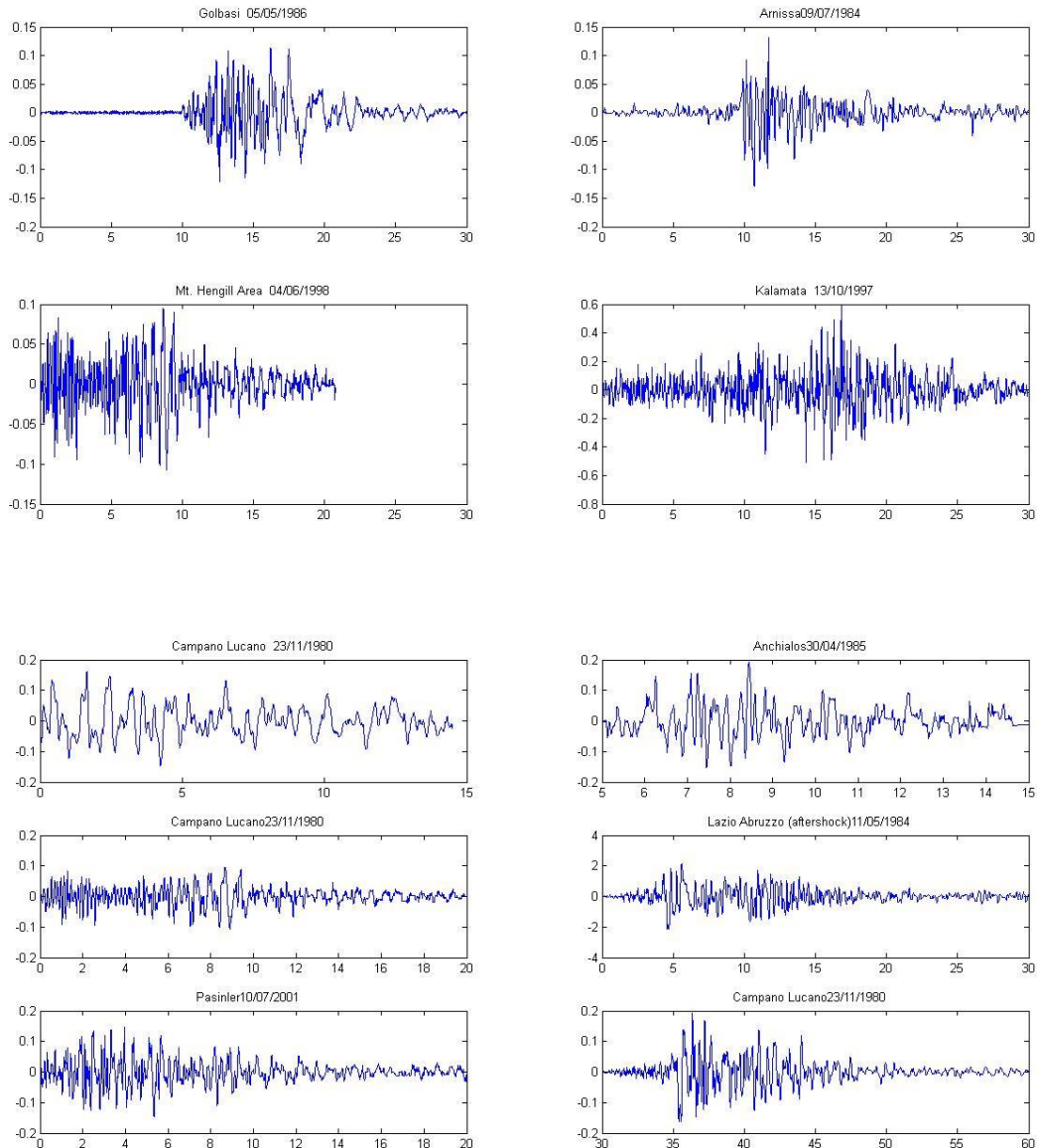


Figura 58, Accelerogrammi scaricati prima della scalatura dalla banca data europea tramite REXEL in un'area di 70 km di raggio e magnitudo compresa tra 5.5 e 7.

2.

Definito l'input in termini di eventi sismici da sottoporre a simulazione, bisogna determinare le caratteristiche sismostratigrafiche del volume di terreno d'indagine ed oggetto della probabile amplificazione. Bisognerà riportare nel software il profilo sismostratigrafico del terreno, ovvero i differenti sismostrati in cui la campagna di esplorazione geologica (geofisica e geotecnica) del sottosuolo ha discretizzato il sottosuolo dell'area in esame. Si assume, trattandosi di indagini monodimensionali, che gli strati siano piano paralleli e che la propagazione del sisma sia verticale.

Tabella 6, Livelli sismostratigrafici individuati attraverso le tecniche di indagine a onde di superficie.

Profondità alla base di ciascun livello [m]	Spessore di ciascun livello [m]	Velocità media delle onde di taglio, Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
15.00	15.00	190	0.49 A
150.00	110.00	250	0.48 S
inf.	inf.	480	0.48 B

3.

Una volta che è stata inserita la stratigrafia, per ogni accelerogramma di input si esegue il ciclo di calcolo: da ciascun **accelerogramma** viene ricavato il suo **spettro** tramite la trasformata di Fourier; Successivamente lo spettro del segnale calcolato viene ‘immesso’ nel modello stratigrafico composto da oscillatori armonici smorzati posti in corrispondenza di ciascun sismostrato. Il risultato è costituito dallo **spettro di risposta di output**.

Per ogni accelerogramma in ingresso avremo uno spettro di risposta in uscita.

Poiché abbiamo utilizzato 14 accelerogrammi abbiamo ottenuto 14 spettri di risposta differenti.

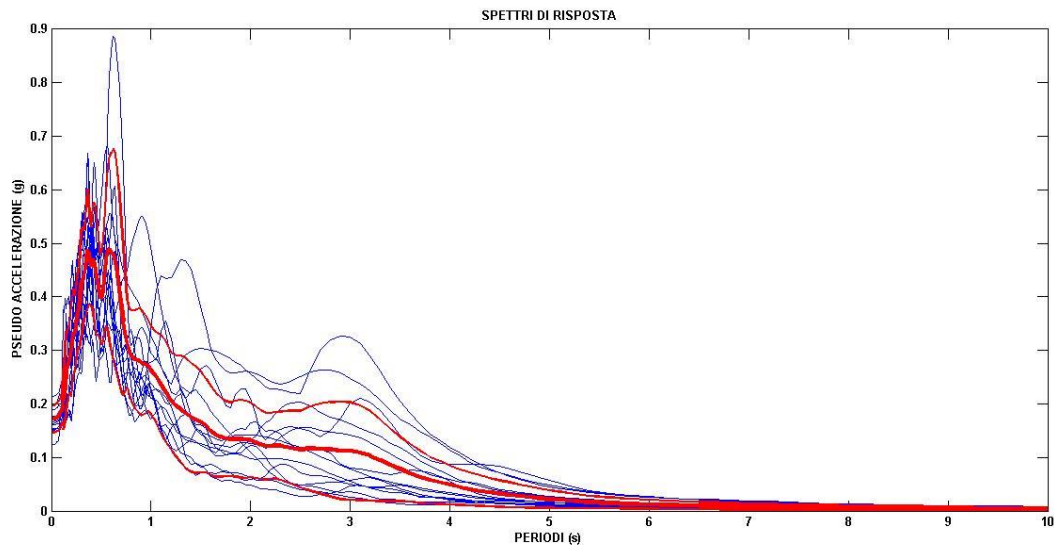


Figura 59, 14 spettri di risposta in blu e spettro di risposta medio in rosso continuo riferiti al sito di Venezia preso in esame. In rosso tratteggiato è rappresentata la deviazione standard. Realizzati tramite il programma EERA. Da questo spettro di risposta è possibile osservare quale accelerazione massima subisce un sistema oscillante ad un grado di libertà in caso di sisma con magnitudo compresa tra 5.5 e 7 nel sito di Venezia. Il suo comportamento dà importanti indicazioni sulle accelerazioni attese su un sistema più complesso.

I parametri per quantificare la risposta sismica locale sono:

- Fattore di amplificazione FA o $A_{max} = a_{max,s}/a_{max,r}$: è il rapporto tra l'accelerazione massima dell'accelerogramma di output (ovvero quello corrispondente al suolo, s) e l'accelerazione massima dell'accelerogramma di input (ovvero quello acquisito su roccia r, scaricato dalla banca dati). Il

termine fattore di amplificazione è improprio in quanto può assumere valori sia maggiori sia minori all'unità, corrispondenti cioè a possibili fenomeni amplificativi e deampificativi.

- Funzione di trasferimento $H(f) = F_s(f)/F_r(f)$: è il rapporto tra lo spettro di Fourier dell'accelerogramma di output (corrispondente al suolo, s) e lo spettro di Fourier dell'accelerogramma di input per la componente orizzontale. $H(f)$ è una funzione complessa definita nel dominio delle frequenze.

La funzione di trasferimento indica, ad esempio, quali sono le componenti del moto sismico che nell'attraversare il deposito vengono maggiormente modificate, e in particolare amplificate (per valori dell'ampiezza maggiori di uno) e attenuate (per valori minori di uno). Il deposito agisce quindi sul moto sismico di input come un "filtro" che concentra la sua azione amplificante o smorzante su determinati campi di frequenze, con un valore massimo corrispondente alla frequenza caratteristica del deposito.

- Funzione di amplificazione $A(f)$: è l'ampiezza, o modulo, della funzione di trasferimento (che è pari al rapporto tra le ampiezze degli spettri di Fourier rispettivamente in superficie e alla base e la fase pari alla differenza tra le fasi).

Equazione 3

$$A(f) = |H(f)| = \sqrt{\{Re[H(f)]\}^2 + \{Im[H(f)]\}^2}$$

ANALISI DATI ACCELEROMETRICI ALLA MEZZERIA DEL PONTE DELLA COSTITUZIONE

Sul ponte della Costituzione nel punto di mezzeria, è stata eseguita una misura di accelerazione dell'impalcato nelle tre direzioni spaziali: NS, EO e Z, (qui denominate NS, EO e Z). La durata è stata di 10 minuti ed il campionamento è avvenuto a 512 Hz.

La misura è stata effettuata nel primo pomeriggio nelle usuali condizioni di affollamento tipiche di un dei principali ponti veneziani.

I risultati sono rappresentati nei tre grafici sottostanti in Figura 60, Figura 61 e in Figura 62,

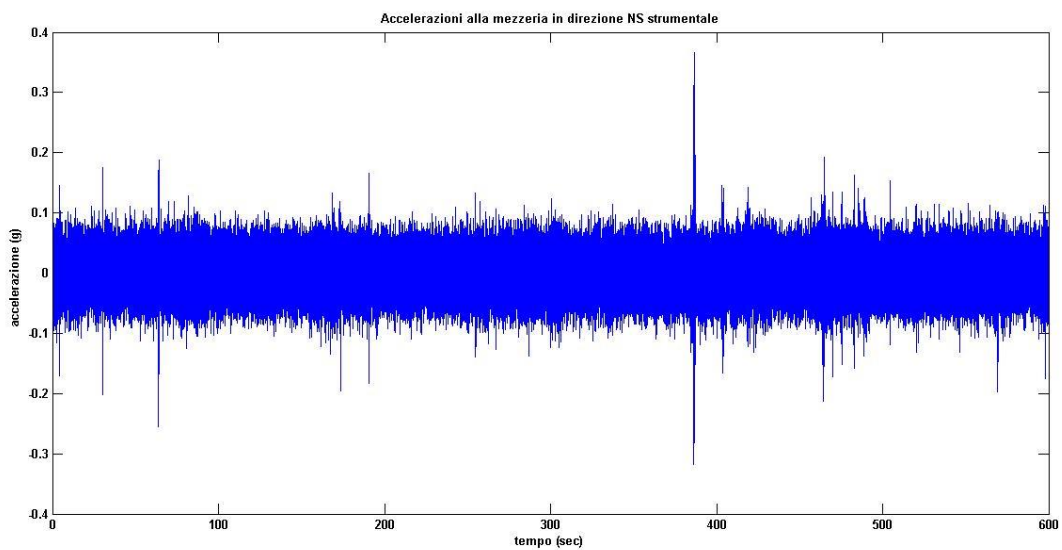


Figura 60, Traccia accelerometrica misurata sulla mezzeria del ponte della Costituzione, relativa alla componente NS strumentale. I dati sono espressi in frazioni di g.

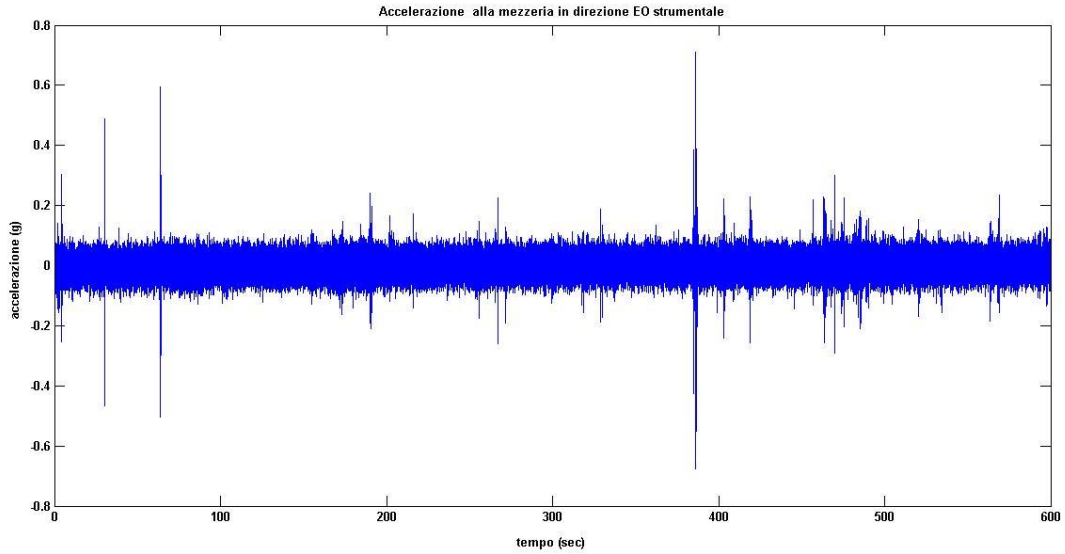


Figura 61, Traccia accelerometrica misurata sulla mezzeria del ponte della Costituzione, relativa alla componente EO strumentale. I dati sono espressi in frazioni di g.

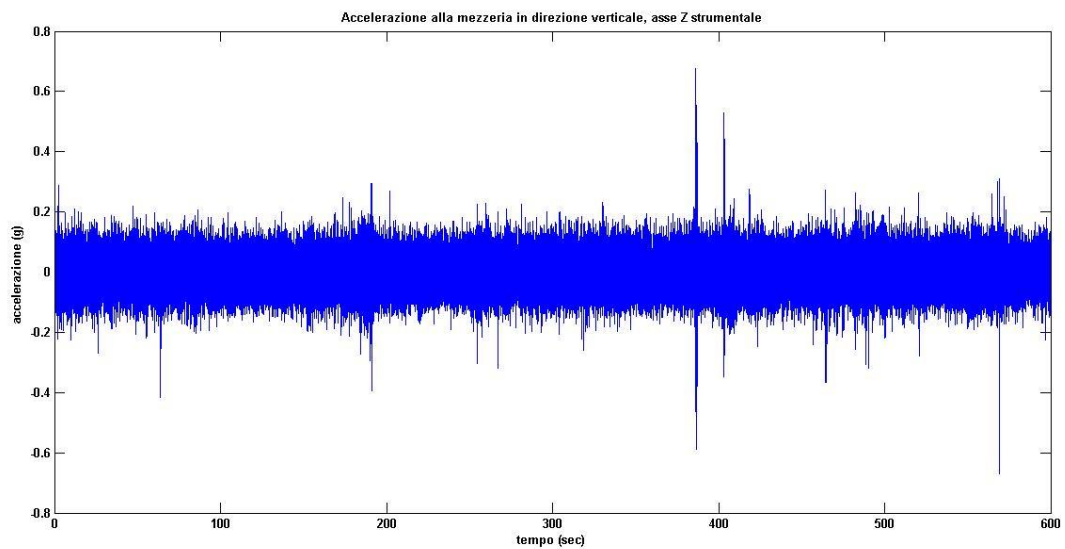


Figura 62, Traccia accelerometrica misurata sulla mezzeria del ponte della Costituzione, relativa alla componente Z strumentale. I dati sono espressi in frazioni di g in m/s^2 .

Le tre tracce accelerometriche presentano occasionalmente dei picchi che si distaccano dall'andamento medio. Questi sono causati principalmente dal passaggio delle persone nelle vicinanze della strumentazione. Per questo non verranno considerati nell'analisi dei dati.

Nelle tre immagini successive è mostrata la stima dell'accelerazione media massima per le tre componenti spaziali.

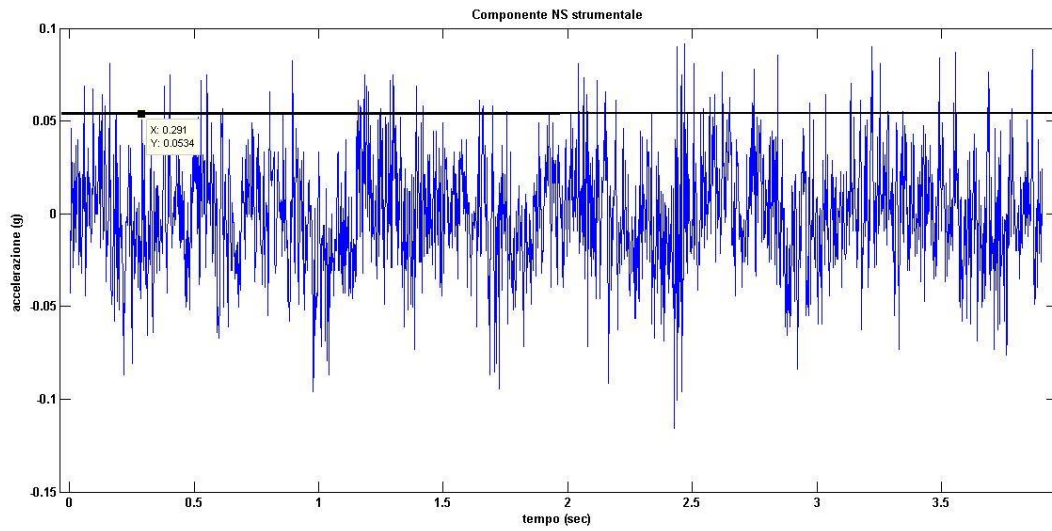


Figura 63, In nero è indicata l'accelerazione massima per la componente orizzontale in direzione NS strumentale.

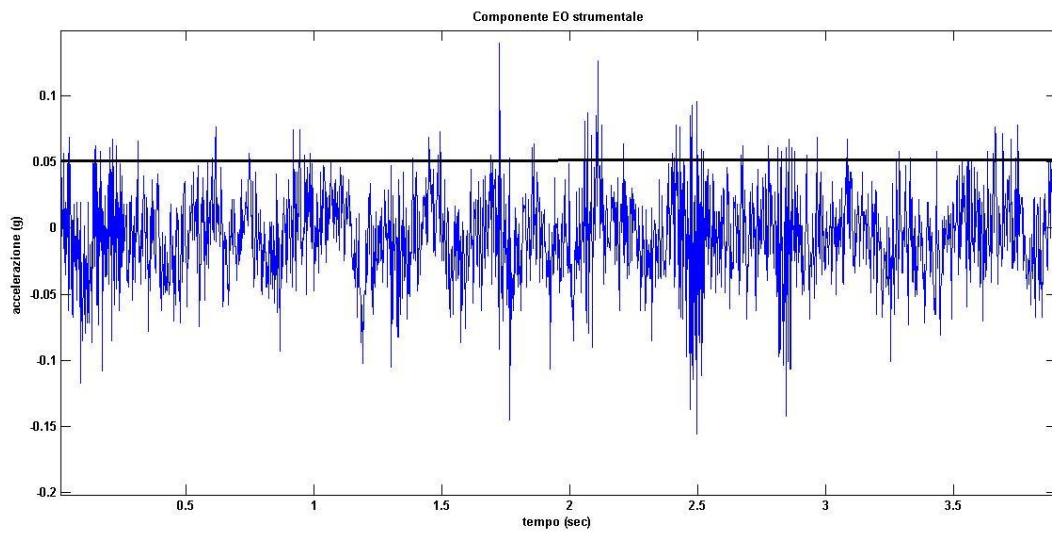


Figura 64, In nero è indicata l'accelerazione massima per la componente orizzontale in direzione EO strumentale.

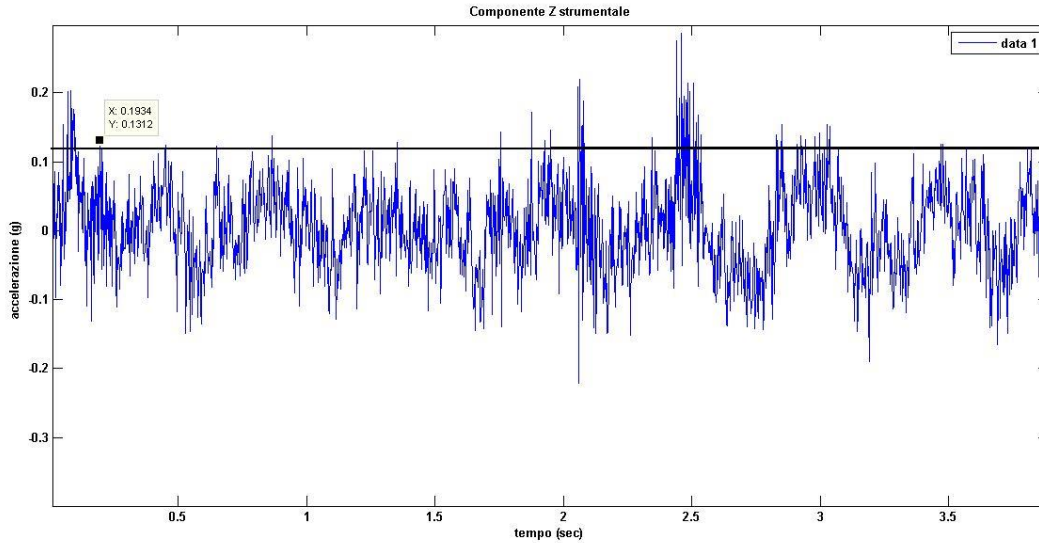


Figura 65, In nero è indicata l’accelerazione massima per la componente orizzontale in direzione Z strumentale.

Le stime delle accelerazioni massime è riassunta in Tabella 7

Tabella 7, Accelerazioni massime registrate sul ponte della Costituzione espresse in frazione di g.

Componenti accelerazione	Accelerazione massima (g)
Nord-Sud (NS)	0.05
Est-Ovest (EO)	0.05
Verticale (Z)	0.1

Rispetto dei valori di accelerazione di normativa

La normativa oggi esistente per i ponti pedonali appare ancora in evoluzione, in alcune parti lacunosa ed in altre piuttosto imprecisa. Riprova ne è il fatto che diversi ponti pedonali, anche di grande impegno ingegneristico e di alto valore architettonico, come il Millennium Bridge di Londra ed il Ponte Solferino a Parigi, hanno manifestato problemi di vibrazione in condizioni di traffico pedonale anche modesto, al punto da rimanere inutilizzabili per lunghi periodi. La riapertura al traffico pedonale dei due ponti è stata possibile solo dopo l’introduzione di dispositivi passivi di smorzamento” (A. Brencich, G. Piccardo, comunicazione personale).

La camminata di una persona provoca moti oscillatori con portante a 2 Hz, ovvero con periodo proprio di 0.5 s. Il traffico perciò pedonale potrebbe diventare un protagonista nell’amplificazione della dinamica del ponte nel caso in cui il moto proprio del ponte fosse prossimo a queste frequenze. Il problema può essere limitato al confort nella fruibilità del ponte oppure diventare più grave, come il celebra caso del Tacoma bridge che il 7 novembre 1940 subì l’amplificazione del primo modo torsionale della campata, che collassò poco dopo l’instaurarsi del fenomeno. In questo particolare caso la forzante protagonista della risonanza fu

il vento che generò fenomeni di instabilità aeroelastica (vortici di von Kàrmàn) che provocarono momenti torcenti pulsanti alla stessa frequenza di risonanza del ponte.

Esiste una normativa, la UNI EN 1990 (Basis of structural design; Basi di progettazione strutturale), che nella sezione "Pedestrian comfort criteria", dà indicazioni sulla fase di progettazione di strutture trafficate e sulle frequenze e sul valore limite delle accelerazioni.

Si legge che

- I criteri di su cui valutare il comfort dell'opera devono essere definiti in base alla massima accelerazione accettabile del ponte. In particolare i limiti di accelerazione imposti dall'Eurocodice sono:
 1. 0.7 m/s^2 per le vibrazioni verticali
 2. 0.2 m/s^2 per vibrazioni laterali causate sotto condizioni di normale utilizzo del ponte
 3. 0.4 m/s^2 per vibrazioni laterali in condizioni di affollamento dell'opera
- Si rende necessaria una verifica dell'eventuale superamento dei criteri definiti se la frequenza vibrazionale del ponte è minore di 5 Hz per vibrazioni verticali e minore di 2.5 Hz per vibrazioni orizzontale e laterali

Poiché il ponte della Costituzione si muove pesantemente, in un modo facilmente percepibile da un pedone fermo su di esso, ci è parso interessante verificare se fossero soddisfatti i requisiti di normativa appena citati. Abbiamo effettuato una misura di tipo accelerometrico per qualche minuto in cima al ponte, a cavallo della mezzeria ed abbiamo trovato che l'accelerazione media + 2σ è quanto riportato in Tabella 7, dove è anche messo a confronto con i limiti di normativa.

Il confronto tra accelerazioni misurate e limiti di normativa sono riportati in Tabella 8

Tabella 8, Confronto tra accelerazioni massime registrate sul ponte della Costituzione e massime accelerazioni consentite dall'Eurocodice UNI EN 1990.

Componenti accelerazione	Accelerazione massima (g)	Massima accelerazione accettabile in m/s^2 (UNI EN 1990)	Massima accelerazione accettabile in frazione di g (UNI EN 1990)
Nord-Sud (NS)	0.05	0.2	0.02
Est-Ovest (EO)	0.05	0.2	0.02
Verticale (Z)	0.1	0.7	0.07

Appare evidente che il livello di accelerazione presente sul Ponte della Costituzione supera i limiti specificati dall'Eurocodice UNI EN 1990 sia per le componenti orizzontali che per quella verticale. Si tratta pertanto di

un ponte in cui la camminata non è agevole e notiamo che nei periodi di massima intensità di traffico, come il carnevale veneziano, il problema è ancora peggiore

CAPITOLO 5.

DISCUSSIONE E CONCLUSIONI

L'elemento più caratteristico dell'architettura veneziana sono le sue centinaia di ponti e, tra questi, i primi in cui qualsiasi turista proveniente da terra si imbatte, sono i ponti della Costituzione (2008) e degli Scalzi (1934), entrambi sul canal Grande. Essi, estremamente vicini nello spazio (distanza 350 m in linea d'aria), sono i ponti con la maggiore luce. Una delle pratiche costruttive più eleganti esteticamente e più funzionali per i pedoni, per risolvere il problema del superamento delle grandi luci, è l'adozione dell'arco ribassato. Tale architettura genera però spinte orizzontali imponenti sulle rive, spinte che il debole sottosuolo veneziano non è in grado di sostenere.

Tale problema è stato risolto con due stratagemmi diversi nel caso dei due citati ponti: il ponte della Costituzione, già fornito di potenti fondazioni costituite da diaframmi in calcestruzzo armato profondi 22m, contrasta ulteriormente le spinte orizzontali con dei martinetti attivi; il ponte degli Scalzi le contrasta con un sovraccarico sulle reni.

In questa tesi abbiamo voluto calcolare la risposta sismica di questi ponti veneziani, per la loro fragilità intrinseca legata alle caratteristiche descritte sopra e per essere stati costruiti entrambi in epoca precedente a normative sismiche che obbligassero i progettisti a garantire le prestazioni dell'opera nel caso di spinte orizzontali, come il terremoto.

Vulnerabilità sismica dell'opera

Per vulnerabilità sismica di una struttura si intende la predisposizione della struttura a subire danni a seguito di un evento sismico.

Lo spettro di risposta è una pseudo-funzione che descrive a quali accelerazioni massime sarà sottoposta una struttura, modellata come un sistema oscillatorio ad un grado di libertà, in funzione del suo periodo proprio, del suo smorzamento, e del terremoto "caratteristico" atteso al sito.

La funzione di amplificazione del terreno, che si può misurare sperimentalmente e modellare numericamente, descrive invece le frequenze alle quali il moto sismico sarà amplificato rispetto a quello alla sorgente (bedrock) e le relative ampiezze.

Il confronto dei modi di vibrare del sottosuolo con quelli delle strutture permette di riconoscere i presupposti per l'instaurarsi di una coincidenza di risonanza tra suolo e struttura, detta doppia risonanza, che è una condizione molto gravosa in caso di terremoto.

Abbiamo iniziato effettuando una campagna di indagine sismica sui terreni di fondazione delle opere. Allo scopo sono state effettuate due indagini sismiche passive in array ad onde di superficie (ReMi™) e tre

indagini a stazione singola di microtremore ambientale (HVSr). La situazione è apparsa sufficientemente omogenea in corrispondenza dei due ponti, così che è stato definito un unico modello sismo-stratigrafico in termini di variazione di velocità di propagazione delle onde di taglio e di alcuni parametri meccanici quali rigidità e smorzamento. Noto il modello del sottosuolo sono stati selezionati dal database europeo dei terremoti 14 accelerogrammi caratterizzati da contenuti in frequenza ed ampiezza che possono essere attesi al bedrock per il sito in esame in un periodo di 475 anni. Questi sono stati inseriti come input in un opportuno codice di calcolo per il definire la funzione di trasferimento bedrock-superficie, ossia la funzione che descrive a quali frequenze e con quale ampiezza il moto sismico viene modificato dal bedrock alla superficie. Nota la funzione di trasferimento è immediato calcolare gli spettri di risposta in superficie. Di questi 14, uno per ogni terremoto di input, abbiamo effettuato la media e calcolato l'intervallo di confidenza. Il valore medio ed il relativo intervallo 2σ sono quanto abbiamo messo a confronto con lo spettro di normativa semplificato per la categoria di sottosuolo di fondazione D (NTC 2008), che è quella in cui ricade il sito in esame.

Come specifica la normativa infatti, *ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale* mediante una procedura semplificata o non semplificata. La prima prevede la costruzione dello spettro di risposta semplificato attraverso l'utilizzo di relazioni empiriche e di tabelle per la caratterizzazione del sito sulla base del parametro V_{s30} (velocità delle onde di taglio in uno strato omogeneo equivalente ai primi 30 m di sottosuolo). La seconda risulta meno immediata; necessita infatti di un maggior numero di indagini sito specifiche per la definizione di un accurato modello stratigrafico, e la ricerca di accelerogrammi di progetto.

Lo spettro di risposta semplificato (per la categoria di sottosuolo D, NTC 2008) e non semplificato, per l'area di Venezia da noi indagata, sono riportati in Figura 66.

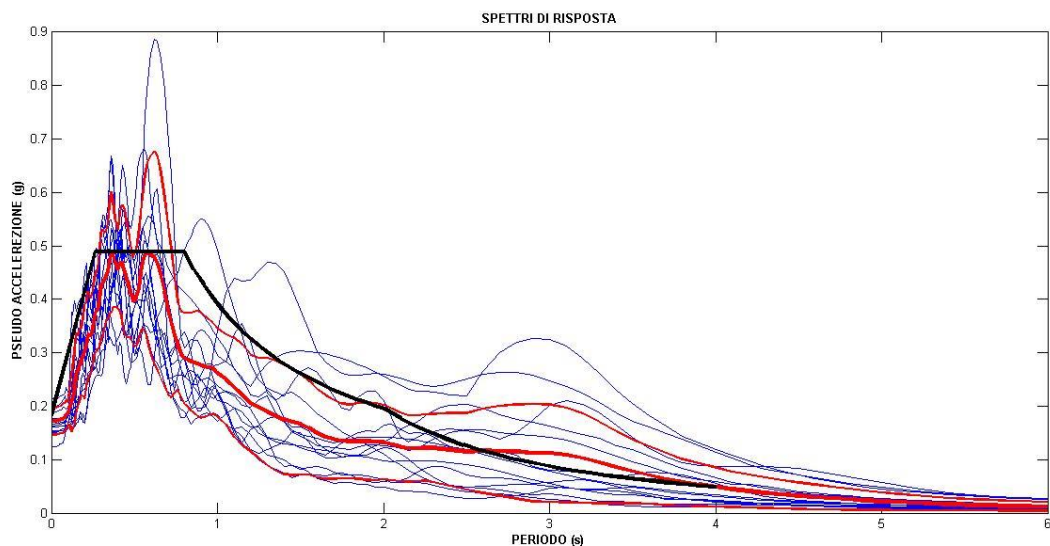


Figura 66, Confronto tra spettro di risposta semplificato in nero e non semplificato in rosso (media, linea spessa); le altre due linee rosse fini indicano la deviazione standard degli spettri calcolati a partire da diversi terremoti di input.

Da questo spettro di risposta è possibile osservare quale accelerazione massima subisce un sistema oscillante ad un grado di libertà e di periodo proprio T in caso di sisma con magnitudo compresa tra 5.5 e 7 e distanza epicentrale tale da provocare una accelerazione di picco di 0.2 g al suolo.

Dalla Figura 61 si evince che nel nostro sito la massima accelerazione attesa con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni è pari a circa 0.5 g per le strutture con periodo proprio compreso tra 0.3 e 0.9 s. e smorzamento del 5%. Strutture con periodo proprio esterno a questo intervallo andranno soggette ad accelerazioni orizzontali inferiori.

Abbiamo quindi verificato se i modi vibrazionali dei ponti in esame ricadono in tale intervallo.

L'analisi sperimentale dinamica ha evidenziato in modo chiaro i principali 4 modi di vibrare del ponte della Costituzione, che qui riportiamo nuovamente:

MODO	TIPOLOGIA DEL MODO	FREQUENZA	PERIODO
I e II	Flessionale trasversale e verticale	1.5 Hz	0.66 s
III	Flessionale verticale	2.0 Hz	0.50 s
IV	Torsionale	2.7 Hz	0.37 s

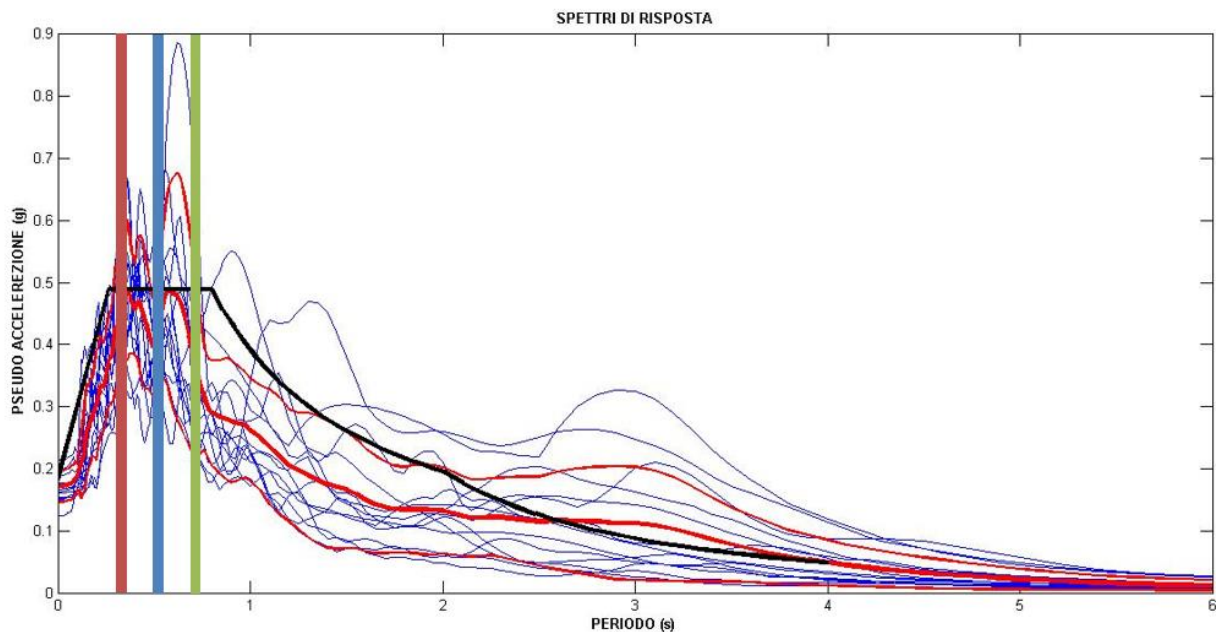


Figura 67, Sovrapposizione dei modi oscillatori sugli spettri di risposta semplificato (in blu con tratto spesso) e non semplificato (in rosso con tratto spesso). Il primo e secondo (flessionale trasversale) sono rappresentati da un unico rettangolo verde in quanto caratterizzati dallo stesso periodo proprio. Il blu è il secondo modo flessionale verticale, il rosso è il primo modo trasversale.

Dalla Figura 67 risulta che i 4 modi vibrazionali orizzontali del ponte della Costituzione ricadono completamente nell'intervallo di frequenze alle quali lo spettro di risposta è massimo. I modi verticali sono sempre marginali rispetto alle sollecitazioni sismiche, per cui non vengono trattati in questa analisi dinamica.

Possiamo quindi stabilire che il ponte della Costituzione sarà soggetto alle massime accelerazioni attese, cosa che non depone a favore della sua sicurezza, considerati i grandi problemi statici che la struttura presenta sin dalla costruzione ed il fatto che non sia stata concepita per essere antisismica.

Le prove H/V eseguite nel sito di indagine permettono di misurare le frequenze di risonanza del sito (pag. 65): ne è stata individuata in particolare una, a 0.5 Hz (2 s). Come illustrato in Figura 63, tale frequenza è sufficientemente lontana da quelle proprie del ponte, per cui si può ritenere che non ne influenzi la dinamica.

Va osservato invece che se il ponte fosse sismicamente isolato secondo i principi classici dell'isolamento sismico (ossia l'allungamento del periodo proprio del ponte), verrebbe ad avere una frequenza propria inferiore all'attuale ed in quel caso, in caso di una progettazione non attenta alla risposta dinamica del sottosuolo, si potrebbe avere coincidenza di risonanze.

Un altro aspetto interessante emerso per il ponte della Costituzione è che i valori di accelerazione verticale misurati sulla sua sommità, generati principalmente dal traffico pedonale in una giornata di affollamento normale, superano i limiti di comfort proposti dall'Eurocodice EN UNI 1990. Questo problema si è verificato in tempi recenti anche su altri celebri attraversamenti pedonali, quali il Millennium bridge di Londra.

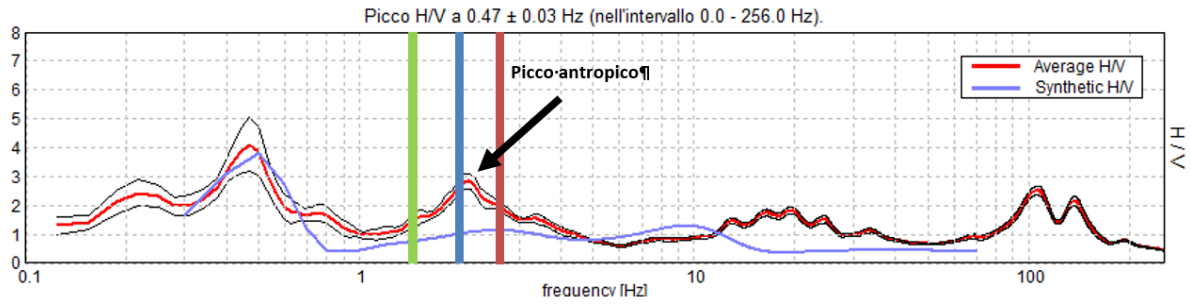


Figura 68, Confronto tra spettro H/V e primi quattro modi vibrazionali del ponte della Costituzione; i modi flessionali e torsionali della struttura sono rappresentati dai 3 rettangoli colorati, secondo la Tabella 1. In corrispondenza delle frequenze di questi non si assiste ad un picco spettrale, di natura stratigrafica, della curva H/V in rosso. Infatti, come precedentemente spiegato a pag. 59, il picco che si può osservare della curva H/V è di natura antropica. Non rappresenta pertanto una frequenza di risonanza del sito.

Abbiamo effettuato infine la caratterizzazione dinamica del ponte degli Scalzi ed abbiamo trovato che, in condizione di eccitazione da microtremore, esso presenta una rigidità tale da non mostrare amplificazione tra il moto della fondazione e quello della struttura sovrastante. Il moto della struttura risulta cioè completamente solidale con quello del suolo. In pratica, in caso di sismi, paragonabili a quelli utilizzati per la nostra analisi di riposta sismica locale, la struttura mostrerebbe oscillazioni confrontabili con quelle del suolo su cui è fondata, cosa che si traduce in una minor vulnerabilità sismica rispetto a strutture meno rigide.

Ringraziamenti

Desidero ringraziare innanzitutto la professoressa Silvia Castellaro, relatrice di questa tesi, per il tempo che mi ha dedicato durante tutte le fasi del lavoro: dalle misure effettuate a Venezia, alla loro elaborazione ed infine alla stesura del presente elaborato.

Ringrazio tutti i docenti del corso di laurea in geologia e territorio che non hanno mai perso di vista l'importanza della didattica e delle esperienze di campagna e mi hanno trasmesso la loro passione nel mondo delle scienze della Terra.

Inoltre ringrazio più in generale tutta l'università di Bologna che mi ha ospitato per questi due anni.

Un ringraziamento speciale va alla mia famiglia che mi ha sempre supportato durante il mio percorso di formazione e alimentato in me la gioia di continuare a studiare.

APPENDICE A

Dinamica dei sistemi ad un grado di libertà

Un primo obiettivo dell'ingegneria sismica riguarda la valutazione dell'effetto di terremoti su modelli strutturali elementari, così da poterli risolvere facilmente, estendendo poi i risultati ottenuti a strutture più complesse (Cirillo, 2006).

La schematizzazione più semplice di un sistema è quella il cui cinematismo è descritto da un unico parametro di spostamento: sistema ad un grado di libertà (Sarà, 1985).

Facciamo quindi riferimento ad un sistema rappresentato in Figura 69. Essa rappresenta una massa generica M (la massa del sistema è supposta concentrata) fissata ad un sistema tramite una molla di rigidezza k e uno smorzatore di costante di smorzamento viscoso c . $F(t)$ rappresenta la funzione che descrive la forzante applicata al sistema. Essa è la forza che viene applicata alla masse dall'esterno. È una funzione di t in quanto può variare nel tempo.

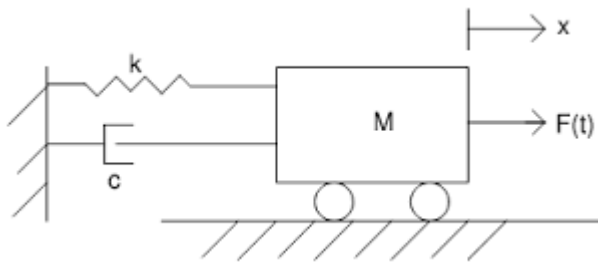


Figura 69 Oscillatore SDOF

A causa dell'applicazione della forza, la massa m subisce un moto definito dalla funzione spostamento $u(t)$, partendo dalla configurazione iniziale di equilibrio.

È possibile immaginarsi l'evoluzione del sistema nel tempo: si verificheranno ripetute oscillazioni armoniche attorno ad un punto di equilibrio, con ampiezza che tenderanno a diminuire con il tempo a causa dell'influenza dello smorzatore. L'equazione del moto includerà le seguenti forze: la forza di inerzia connessa alla massa (proporzionale all'accelerazione $u''(t)$), la forza di smorzamento (proporzionale alla velocità della massa $u'(t)$), la forza elastica di richiamo della molla (proporzionale allo spostamento $u(t)$) e la forzante $F(t)$. In definitiva possiamo scrivere la seguente

Equazione 4

$$m \frac{d^2 u(t)}{dt^2} + c \frac{du(t)}{dt} + ku(t) = F(t)$$

Questa è un'equazione differenziale del secondo ordine a coefficienti costanti. Per integrare l'Equazione 4 è possibile distinguere quattro casi.

1. Vibrazioni libere in assenza di smorzamento: Prendiamo l'Equazione 4 ed annulliamo il termine della forzante ed il contributo derivante dallo smorzatore. La soluzione dell'equazione differenziale è del tipo $u(t) = A \sin w_0 t + B \cos w_0 t$.
risolvendo il problema di Cauchy imponendo le condizioni iniziali $u(0)=u_0$ e $u'(0)=v_0$, otteniamo la soluzione seguente

Equazione 5

$$u(t) = \frac{v_0}{w_0} \sin w_0 t + u_0 \cos w_0 t$$

L'Equazione 5 rappresenta un moto armonico di pulsazione w_0 , periodo di vibrazione $T_0=w_0/2\pi$ e frequenza propria f_0

2. Vibrazioni libere in presenza di smorzamento: Prendiamo l'Equazione 4 ed annulliamo il solo contributo derivante dalla forzante. L'Equazione 4 si trasforma nella seguente

Equazione 6

$$m \frac{d^2 u(t)}{dt^2} + c \frac{du(t)}{dt} + ku(t) = 0$$

$$mu'' + cu' + ku = 0$$

Dividendo tutto per m e ponendo $c/m=2\nu w_0$ otteniamo

Equazione 7

$$u'' + 2\nu w_0 u' + w_0^2 u = 0$$

Che ammette soluzioni del tipo

Equazione 8

$$u(t) = C e^{at}$$

Sostituendola nell'Equazione 7 si ottiene

Equazione 9

$$a^2 + 2\nu w_0 a + w_0^2 = 0$$

Le cui radici sono $a_{1,2} = -v\omega_0 \pm i\omega$, dopo aver posto $\omega = \omega_0 \sqrt{1 - v^2}$. Utilizzando l'Equazione 8 e la soluzione dell'Equazione 9 si perviene all'integrale generale

Equazione 10

$$u(t) = e^{-v\omega_0 t} (Ae^{i\omega t} + Be^{-i\omega t})$$

Tramite la formula di Eulero si ottiene

Equazione 11

$$u(t) = e^{-v\omega_0 t} \left(\frac{v_0 + u_0 v \omega_0}{\omega} \text{sen } \omega t + u_0 \cos \omega t \right)$$

Come si può osservare l'ampiezza della legge $u(t)$ non è costante ma decade esponenzialmente. Ciò rispecchia maggiormente un sistema reale in cui le oscillazioni tendono ad annullarsi all'aumentare del numero di cicli.

3. Vibrazioni forzate con forzante armonica: supponiamo che il sistema SDOF venga eccitato da una forza esterna $F(t)$ che agisca durante tutto il processo di ampiezza F_0 e pulsazione ω_0 . L'Equazione 4 diventa:

Equazione 12

$$u'' + 2v\omega_0 u' + \omega_0^2 u = \frac{F_0}{m} \text{sen } \omega_1 t$$

L'Equazione 12 è un'equazione differenziale non omogenea del secondo ordine. L'integrale generale si ottiene sommando all'integrale generale dell'equazione omogenea associata una soluzione *particolare* (Marcellini, et al., 2002). La soluzione dell'omogenea associata è data dall'Equazione 11 e come già notato tende a smorzarsi con il tempo. Ciò implica che, dopo un certo intervallo di tempo, il suo contributo si annullerà ed il moto seguirà la sola legge descritta dalla soluzione particolare (Sarà, 1985). Come già fatto precedentemente per risolvere l'equazione differenziale, assumiamo una funzione con coefficienti da determinare mediante la sua sostituzione nell'Equazione 12. Assumiamo una soluzione *particolare* del tipo $u_p(t) = C \text{sen}(\omega_1 t - \phi)$. Sostituendo $u_p(t)$ nell'Equazione 12 otteniamo

Equazione 13

$$-C\omega_1^2 \text{sen}(\omega_1 t + \phi) + 2v\omega_0 C\omega_1 \cos(\omega_1 t + \phi) + \omega_0^2 C \text{sen}(\omega_1 t + \phi) = \frac{F_0}{m} \text{sen } \omega_1 t$$

Sviluppando i seni ed i coseni

Equazione 14

$$-Cw_1^2(\text{sen}w_1t \cos\varphi + \text{sen}\varphi\cos w_1t) + 2vw_0Cw_1(\cos w_1t \cos\varphi - \text{sen}w_1t\text{sen}\varphi) + w_0^2Cs(\text{sen}w_1t\cos\varphi + \text{sen}\varphi\cos w_1t) = \frac{F_0}{m}\text{sen} w_1t$$

Raggruppando i termini $\text{sen}w_1t$ e separando l'Equazione 14 in due equazioni otteniamo

Equazione 15

$$(w_0^2 - w_1^2)C\cos\varphi + 2vw_0w_1C\text{sen}\varphi = \frac{F_0}{m}$$

$$-(w_0^2 - w_1^2)C\text{sen}\varphi + 2vw_0w_1C\cos\varphi = 0$$

Dividendo tutti i termini del sistema per $w_0\cos\varphi$ ponendo $\alpha = \frac{w_1}{w_0}$ otteniamo

Equazione 16

$$C = \frac{F_0}{k\sqrt{(1 - \alpha^2)^2 + 4v^2\alpha^2}}$$

$$\tan\varphi = \frac{2v\alpha}{1 - \alpha^2}$$

L'Equazione 16 permette di ricavare i parametri C e φ appartenenti alla soluzione particolare $u_p(t)$. Essa descrive il moto della massa dell'oscillatore ad un grado di libertà. È possibile ora rappresentare in un piano cartesiano la funzione di amplificazione. Essa è definita a partire da C dell'Equazione 16.

Equazione 17

$$f_A = \frac{1}{\sqrt{(1 - \alpha^2)^2 + 4v^2\alpha^2}}$$

Nella Figura 70 si può osservare come varia l'ampiezza del moto in questione al variare del rapporto tra la pulsazione (e quindi della frequenza) della forzante (w_1) e quella prodotta nell'oscillatore (w_0). In particolare vengono rappresentate più funzioni per vari fattori di smorzamento. Si deduce che per $w_1=w_0$, cioè quando la pulsazione propria (o frequenza circolare) dell'oscillatore SDOF tende coincide con la pulsazione della forzante, f_A tende all'infinito, cioè il l'ampiezza del moto si amplifica indefinitamente (Sarà, 1985). Questo è il fenomeno della risonanza. Nel campo della sismologia applicata è molto comune parlare di tale fenomeno. È lecito infatti, in prima approssimazione,

assumere il terremoto come una forzante avente una propria pulsazione (cioè una determinata frequenza) ed un generico edificio come un oscillatore SDOF, dotato di frequenza propria. In realtà il terremoto non presenta una sola frequenza, ma uno spettro di frequenza molto ampio. Ad ogni modo il concetto della risonanza del sistema ad un singolo grado di libertà può aiutare a comprendere il fenomeno della risonanza di un edificio o di un qualsiasi elemento investito da una perturbazione: se il contenuto in frequenza del sisma presenta caratteristiche simili alle frequenze proprie di un oggetto, esso subirà il fenomeno della risonanza.

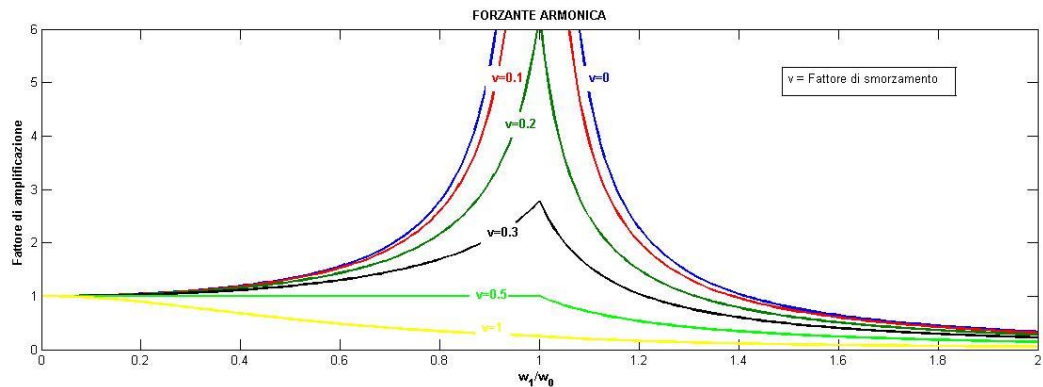


Figura 70, Forzante Armonica: andamento del fattore di amplificazione f_A in funzione del rapporto $\alpha = \frac{w_1}{w_0}$ per diversi valori del fattore di smorzamento v .

In modo più rigoroso,

La risonanza è una condizione fisica che si verifica quando un sistema oscillante forzato viene sottoposto a sollecitazione periodica di frequenza pari all'oscillazione propria del sistema stesso (Mencuccini, et al., 1996.).

Si può ritenere che l'oscillatore operi come un filtro di frequenze. Esso esalta le armoniche che hanno frequenza vicine a quella propria del sistema SDOF (w_0), mentre lascia immutate le pulsazioni con $w_1 < w_0$, come si vede dalla Figura 70 dove le funzioni tendono ad assumere il valore pari ad 1. Al contrario, per $w_1 > w_0$, le eventuali pulsazioni "entranti" nel sistema oscillatore verrebbero drasticamente ridotte (la funzione del fattore di amplificazione infatti tende a zero).

APPENDICE B

Analisi modale

L'analisi modale è lo studio del comportamento dinamico di una struttura quando essa viene sottoposta a vibrazione.

Immaginiamo una struttura caratterizzata da tre piani fuori terra. Ogni impalcato orizzontale è fissato al successivo mediante piedritti. Supponiamo che questi ultimi siano caratterizzati da un comportamento elastico. Una forza agente alla base della struttura comporterà un'accelerazione dell'impalcato in direzione orizzontale. La forza F provoca quindi una traslazione x secondo la relazione classica dell'elasticità

Equazione 18

$$F = Kx$$
$$K = \frac{12EJ}{h^3}$$

J indica il momento di inerzia di ciascun impalcato di altezza h .

Lo studio prevede la sovrapposizione delle tre traslazioni elementari di ogni singolo impalcato per ricavare la deformata finale del telaio. Le incognite del problema sono gli spostamenti degli impalcati (Cirillo, 2006).

Alla traslazione del primo piano si oppongono i piedritti situati al piano terra e al primo piano. Alla traslazione del secondo piano si oppongono quelli del piano primo e secondo. Alla traslazione del piano terzo reagiscono solo i piedritti del piano sottostante.

Poiché le masse sono concentrate solo sui singoli impalcati la matrice che le contiene sarà diagonale.

Equazione 19

$$\mathbf{M} = \begin{vmatrix} m1 & 0 & 0 \\ 0 & m2 & 0 \\ 0 & 0 & m3 \end{vmatrix}$$

La matrice delle rigidzze K

Equazione 20

$$\mathbf{K} = \begin{vmatrix} k1 & 0 & 0 \\ 0 & k2 & 0 \\ 0 & 0 & k3 \end{vmatrix}$$

$$k1 = \frac{12n_1EJ_1}{h_1^3} + \frac{12n_2EJ_2}{h_2^3}$$

$$k2 = \frac{12n_2EJ_2}{h_2^3} + \frac{12n_3EJ_3}{h_3^3}$$

$$k3 = \frac{12n_3EJ_3}{h_3^3}$$

La matrice dei coefficienti dissipativi è

Equazione 21

$$\mathbf{c} = \begin{vmatrix} c_1 & 0 & 0 \\ 0 & c_2 & 0 \\ 0 & 0 & c_3 \end{vmatrix}$$

Il vettore dell'accelerazioni è una colonna contenete le tre accelerazioni appartenenti ai tre impalcati a seguito dell'applicazione dell'evento sismico alla base. Stessa cosa vale per le velocità e gli spostamenti.

$$\mathbf{a} = \begin{vmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{vmatrix}; \mathbf{v} = \begin{vmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \end{vmatrix}; \mathbf{s} = \begin{vmatrix} s_1 \\ s_2 \\ s_3 \end{vmatrix}$$

s_1, s_2, s_3 sono gli spostamenti degli impalcati 1,2 e 3 relativi al suolo.

L'analisi dinamica del sistema comporta un equilibrio di ciascun impalcato sul quale agiscono: la forza esterna F ; la forza di inerzia ma ; la forza elastica ks e la forza viscosa e dissipativa cv .

In termini matriciali l'equilibrio dinamico è

Equazione 22

$$\mathbf{F} = \mathbf{ma} + \mathbf{ks} + \mathbf{cv}$$

Per studiare le deformazioni che la struttura subisce a causa dell'azione dinamica, ci si concentra in principio sulle oscillazioni libere del sistema. Il moto complessivo del sistema viene ridefinito come la somma di tante oscillazioni semplici; esse sono in numero uguale al numero degli impalcati. Nel caso di un telaio a tre impalcati si individuano tre modi di oscillare, detti modi propri della struttura (Cirillo, 2006). Per individuare i modi di oscillazione è necessario ricavare:

- La forma della deformazione. Essa è individuata dagli spostamenti massimi che ciascun impalcato subisce. Tali spostamenti sono indicati dal vettore contenenti gli autovettori della trasformazione. La forma che s ricava traslando ciascun impalcato è un modo di oscillare. Il primo modo di oscillare è dato dal vettore \mathbf{u}_1 . Il primo pedice mi dà informazione circa il numero di impalcato in questione, mentre il secondo mi indica il modo di oscillazione.

$$\mathbf{u}_1 = \begin{vmatrix} u_{11} \\ u_{21} \\ u_{31} \end{vmatrix}$$

Il secondo modo di oscillare è dato dal vettore $u_2=\{u_{12}, u_{22}, u_{32}\}$; il terzo da $u_3=\{u_{13}, u_{23}, u_{33}\}$.

- La pulsazione propria ω_i che determina la frequenza di oscillazione di ciascun piano.

Come già detto, per studiare la deformata del telaio, ci concentriamo sulle vibrazioni libere di una struttura elastica con smorzamento $c=0$ e privo di forzanti $F=0$.

L'Equazione 22 si trasforma in

Equazione 23

$$0 = \mathbf{M}\mathbf{a} + \mathbf{K}\mathbf{s}$$

Supponendo una soluzione sinusoidale per lo spostamento \mathbf{s}

Equazione 24

$$\mathbf{s} = \mathbf{u}\sin(\omega t)$$

Derivando due volte l'Equazione 24 ricaviamo \mathbf{a}

Equazione 25

$$\mathbf{a} = \frac{\partial^2 \mathbf{s}}{\partial t^2} = -\omega^2 \mathbf{u} \sin(\omega t)$$

Sostituendo l'Equazione 25 e l'Equazione 24 nell'Equazione 23 otteniamo

Equazione 26

$$-\omega^2 \mathbf{M}\mathbf{u} \sin(\omega t) + \mathbf{K}\mathbf{u} \sin(\omega t) = 0$$

$$-\omega^2 \mathbf{M}\mathbf{u} + \mathbf{K}\mathbf{u} = 0$$

Equazione 27

$$(-\omega^2 \mathbf{M} + \mathbf{K})\mathbf{u} = 0$$

Una soluzione del sistema espresso dall'Equazione 27 è quella con componenti dello spostamento tutte nulle, ovvero $\mathbf{u}=0$. Le soluzioni non nulle del sistema si ottengono quando le determinate della matrice

$$\det |-\omega^2 \mathbf{M} + \mathbf{K}| = 0$$

Equazione 28

$$\det |-\omega^2 \mathbf{M} + \mathbf{K}| = \det \begin{vmatrix} k_1 - m_1 \omega^2 & 0 & 0 \\ 0 & k_2 - m_2 \omega^2 & 0 \\ 0 & 0 & k_3 - m_3 \omega^2 \end{vmatrix} = 0$$

$$(k_1 - m_1 \omega^2)(k_2 - m_2 \omega^2)(k_3 - m_3 \omega^2) = 0$$

$$(k_1 - m_1 \omega^2)(k_2 k_3 - k_2 m_3 \omega^2 - k_3 m_2 \omega^2 + m_2 \omega^2 m_3 \omega^2) = 0$$

$$k_1 k_2 k_3 - k_1 k_2 m_3 \omega^2 - k_1 k_3 m_2 \omega^2 + k_1 m_2 \omega^2 m_3 \omega^2 - m_1 \omega^2 k_2 k_3 + m_1 \omega^2 k_2 m_3 \omega^2 + m_1 \omega^2 k_3 m_2 \omega^2 - m_1 \omega^2 m_2 \omega^2 m_3 \omega^2 = 0$$

Equazione 29

$$(-m_1 m_2 m_3) \omega^6 + (k_1 m_2 m_3 + m_1 k_2 m_3 + m_1 k_3 m_2) \omega^4 + (-k_1 k_2 m_3 - k_1 k_3 m_2 - k_2 k_3 m_1) \omega^2 + k_1 k_2 k_3 = 0$$

L'Equazione 29 è un'equazione di terzo grado con incognita ω^2 . La sua soluzione fornisce tre soluzioni: $\omega_{1,2,3}^2$.

Ogni soluzione del sistema è composta da un vettore \mathbf{u} in cui sono presenti gli elementi che si ottengono dal sistema di autovalori quando viene inserito in esso uno tra gli autovalori ω_i^2 .

Ogni vettore \mathbf{u} individua con le sue componenti un modo di vibrare. Il primo modo di vibrare è quello con autovalore massimo cioè periodo oscillatorio più alto $T_i = 2\pi/\omega_i$.

APPENDICE C

Risposta sismica locale

La Risposta Sismica Locale (RSL) è la reazione del terreno ad una determinata sollecitazione sismica. Il suo studio è finalizzato alla previsione del moto atteso in superficie in termini di ampiezze e contenuto spettrale.

In termini del tutto teorici, un'analisi completa di risposta sismica modellerebbe i meccanismi di rottura che avvengono alla sorgente di un terremoto, la propagazione dello stato della perturbazione sismica attraverso la roccia fino al bedrock esattamente sotto il particolare sito di studio ed infine determinerebbe come il moto in superficie sia influenzato dalle formazioni geologiche meno rigide sovrastanti il bedrock (solitamente sono depositi sedimentari che riempiono aree depresse, Figura 71).

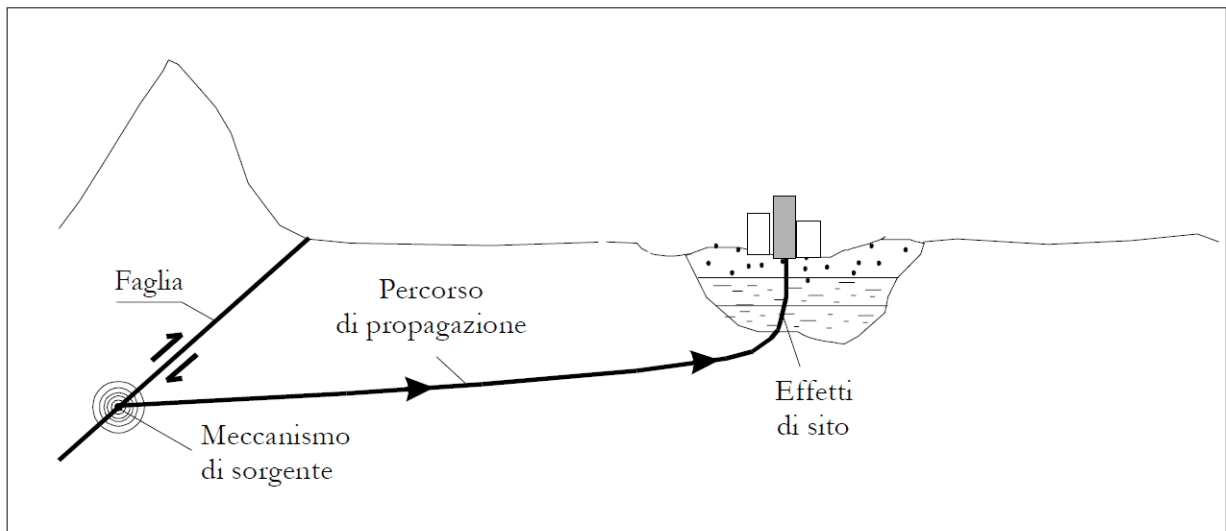


Figura 71 Schematizzazione dei fenomeni che determinano il moto sismico in superficie in corrispondenza del sito (Facciorusso, 2001).

In realtà questo approccio non risulta applicabile, in quanto il meccanismo di rottura della faglia e quello di trasmissione dell'energia risultano molto complessi. Il problema della risposta sismica locale si riduce quindi alla sola determinazione della risposta dei depositi più superficiali al moto del bedrock posto immediatamente sotto. Nonostante le onde sismiche attraversino decine di chilometri di crosta e spesso qualche decina di metri di deposito, il deposito gioca un ruolo fondamentale nella modifica del moto in superficie.

Quando si ha la riattivazione di una faglia si assiste alla propagazione di onde di volume (P, S) in tutte le direzioni. Esse subiscono rifrazioni e riflessioni in corrispondenza di variazioni delle proprietà meccaniche delle rocce. Generalmente la velocità di propagazione dei materiali più superficiali sono minori rispetto a

quelli posti più in profondità. Questo comporta, per la legge di Snell, che la direzione dei raggi sismici tenda a verticalizzarsi avvicinandosi alla superficie topografica (Figura 71). La risposta sismica locale monodimensionale è basata sull'assunzione che tutta la sismostratigrafia sia caratterizzata da livelli orizzontali e che la risposta del deposito è causata dalla propagazione verticale delle onde SH dal bedrock in superficie. I modelli predittivi che hanno utilizzato tali ipotesi si sono dimostrati essere in concordanza con le misure di risposta sismica reali effettuate.

Un'importante classe di tecniche che permette l'elaborazione della risposta sismica locale è basata sulla funzione di trasferimento. Essa può essere utilizzata per ottenere vari parametri di risposta quali lo spostamento, velocità e accelerazione della superficie del deposito data l'accelerazione al bedrock.

La procedura prevede la trasformazione del segnale di input nel dominio delle frequenze. Ciascun termine nella serie di Fourier ottenuto viene moltiplicato per la funzione di trasferimento, producendo la serie di Fourier di output della superficie topografica. A sua volta tale moto spettro può essere ritrasformato nel dominio dei tempi ottenendo il segnale finale.

Il deposito agisce quindi sul moto sismico di input come un "filtro" che concentra la sua azione amplificante o smorzante su determinati campi di frequenze, con un valore massimo corrispondente alla frequenza caratteristica del deposito.

Ad ogni modo la conoscenza della sola funzione di trasferimento, peculiare del deposito e indipendente dall'input sismico prescelto, fornisce informazioni in maniera del tutto relativa sui campi di frequenza nei quali si avrà l'esaltazione e l'attenuazione del moto, che, se non riaccordate ad un moto sismico di input, non permettono di definire ad esempio le ampiezze massime del moto in superficie e le frequenze corrispondenti (infatti non è detto che in corrispondenza dei picchi massimi della funzione di trasferimento si abbia un picco massimo dell'input e quindi dell'output, (Facciorusso, 2001)).

Esempio: suolo rigido non smorzato al tetto di un bedrock rigido

La trattazione della funzione di trasferimento non può prescindere dalla sua derivazione in termini matematici. Solo una trattazione quantitativa del fenomeno permette una comprensione più immediata e solida.

Consideriamo a questo proposito un caso stratigrafico semplice, caratterizzato da un bedrock rigido posto alla base di una copertura sedimentaria omogenea priva di effetti di smorzamento.

Il moto armonico orizzontale del bedrock produrrà la propagazione di onde di taglio in direzione verticale (ortogonale alla loro direzione di oscillazione) nella formazione sovrastante. Consideriamo che il moto del bedrock sia regolato dall'equazione delle onde mono dimensionale. La soluzione di tale equazione di moto

è la legge oraria che lega gli spostamenti subiti da una generica particella del mezzo sottoposta alla perturbazione proveniente dal bedrock:

Equazione 30

$$u(z, t) = Ae^{i(\omega t + kz)} + Be^{i(\omega t - kz)}$$

Fissato (Kramer, 2007) un punto a profondità z_1 l'Equazione 30 fornisce la descrizione dell'evoluzione nel tempo dello spostamento subito dalla particella (posta a profondità z_1) in direzione orizzontale (poiché consideriamo una perturbazione oscillante in direzione orizzontale). ω è la frequenza circolare dello scuotimento del suolo; k è il numero d'onda pari al rapporto tra frequenza circolare e velocità. A e B sono le ampiezze della perturbazione che viaggia rispettivamente verso l'alto ($-z$) e verso il basso ($+z$) nel caso in cui il sistema di riferimento abbia l'asse orientato verso il basso.

In corrispondenza della superficie libera ($z=0$) si annulla lo sforzo di taglio e di conseguenza anche la deformazione di taglio svanirà, poiché per piccole deformazioni essa è legata alla precedente grandezza da una relazione lineare tramite il modulo di taglio (rigidezza, G o μ).

Quindi si verifica:

Equazione 31 Condizioni iniziali

$$\tau(0, t) = G\gamma(0, t) = G \frac{\partial u(0, t)}{\partial x} = 0$$

Sostituendo Equazione 30 nell'Equazione 31 si ottiene:

Equazione 32

$$Gik(Ae^{ik(0)} - Be^{-ik(0)})e^{i\omega t} = Gik(A - B)e^{i\omega t} = 0$$

Che è verificata per $A=B$. Quindi la funzione spostamento può essere scritta come

Equazione 33

$$u(z, t) = 2A \frac{e^{ikz} + e^{-ikz}}{2} e^{i\omega t} = 2A \cos(kz) e^{i\omega t}$$

che descrive un'onda stazionaria di ampiezza $2A \cos(kz)$. Tale onda è prodotta dall'interferenza costruttiva tra le onde che si propagano verso il basso e quelle verso l'alto. L'Equazione 33 permette di definire la

funzione di trasferimento come il rapporto tra due ampiezze dello spostamento in due punti distinti della variabile z . In particolare la funzione di trasferimento adotta come punti quello posto a quota 0 e quello posto a quota H (spessore della copertura).

Equazione 34 Funzione di Trasferimento

$$F_1(w) = \frac{u_{max}(0, t)}{u_{max}(H, t)} = \frac{2Ae^{iwt}}{2A\cos kHe^{iwt}} = \frac{1}{\cos kH} = \frac{1}{\cos\left(\frac{wH}{v_s}\right)}$$

Il modulo della funzione di trasferimento è la funzione di amplificazione

Equazione 35 Funzione di Amplificazione

$$|F_1(w)| = \sqrt{\{Re[F_1(w)]\}^2 + \{Im[F_1(w)]\}^2} = \frac{1}{|\cos\left(\frac{wH}{v_s}\right)|}$$

In una geometria monodimensionale e stratigrafia data da bedrock (rigido) sottostante una copertura (non smorzante), noto lo spostamento indotto al bedrock da un sisma è possibile, tramite la funzione di trasferimento, ottenere lo spostamento atteso in superficie.

Dall'Equazione 35 si deduce che:

- Lo spostamento in superficie può essere di ampiezza pari a quella del bedrock o maggiore (mai minore), dal momento che il denominatore è minore uguale ad 1.
- Ad alcune particolare frequenze, per le quali si ha l'annullamento del denominatore, si assiste ad una amplificazione infinita o risonanza del moto nella copertura. In particolare questo si verifica quando l'argomento del coseno wH/v_s tende a $\pi/2 + n\pi$.
- La funzione di trasferimento dipende dallo spessore del deposito e dalla velocità di propagazione delle onde di taglio, ovvero dalla proprietà meccaniche del sito, quali rigidità e densità.
- La prima risonanza si ha quando $wH/v_s = \pi/2$. Sapendo che $w=2\pi f$ è possibile ottenere la seguente relazione
-

Equazione 36

$$\frac{2\pi fH}{V_s} = \frac{\pi}{2} \rightarrow f = \frac{V_s}{4H}$$

f corrisponde alla frequenza di oscillazione della superficie, alla quale si assiste al massimo spostamento indotto dal sisma: per questo f è chiamato frequenza di risonanza.

Conoscere la frequenza di risonanza di un sito permette di prevedere a quale frequenza il sisma trasmetterà la maggior parte della sua energia cinetica. Questa informazione risulta fondamentale perché consente di individuare quali sono gli edifici più a rischio. Dal momento che ciascuno di essi è caratterizzato da una frequenza propria di oscillazione, per la teoria della risonanza verrà indotto ad oscillazioni ampie solo se essa si avvicina o coincide con quella del sito.

Abbiamo detto che l'Equazione 36 è verificata ogni $n\pi$, quindi ci aspetteremmo che ogni sito abbia n frequenze di risonanza alle quali subisce una forte amplificazione. Ciò però è dovuto alla semplificazione del problema che trascura la presenza di un suolo smorzante. Se nell'equazione del moto si avesse anche l'effetto dissipativo dovuto allo smorzamento del terreno, la funzione di amplificazione presenterebbe dei massimi sempre ad ogni $\pi/2+n\pi$ ma di ampiezza progressivamente decrescente. Il risultato è che un'amplificazione notevole si ha solo in corrispondenza del primo picco, ovvero quando l'argomento del coseno $w H / V_s = \pi/2$. Questo conferma e aggiunge maggior rilevanza all'Equazione 36, come interessante stimatore della frequenza di risonanza dei siti costituiti da uno strato superficiale posto al tetto di un bedrock rigido.

Bibliografia

- Albarello, D. e Castellaro, S. 2011.** Tecniche sismiche passive: indagini a stazione singola. 2011, 2, p. 32-49.
- Allen, P.A., Homewood, P. e Williams, G.D. 1986.** *Foreland Basin: an introduction*. Oxford : Blackwell Scientific Publications, 1986.
- Arici, M. 2008.** La spinta degli archi fortemente ribassati. 2008.
- Bigi, G. 1990.** Structural model of Italy. *sELCA*. 1990.
- Bondesan, A., et al. 2004.** Le unità geologiche della provincia di Venezia. 2004.
- Bonnefoy-Claudet, S., et al. 2008.** Effects of Love Waves on Microtremor H/V Ratio. *Bull. Seism. Soc. Am.* 2008, 98, p. 288-300.
- Bonomo, F. 2007.** Il ponte di Calatrava sul Canal Grande. *STRADE&COSTRUZIONI*. 2007.
- Bortolami, G., Carbognin, L. e Gatto, P. 1985.** The natural subsidence in the Lagoon of Venice, Italy. 1985, p. 777-785.
- Bramabati, A., et al. 2003.** The Lagoon of Venice: geological setting, evolution and land subsidence. 2003.
- Carminati, E., Doglioni, C. e Scrocca, D. 2003.** Apennines subduction-related subsidence of Venice (Italy). *GEOPHYSICAL RESEARCH LETTERS*. 2003.
- Castellaro, S. e Mulargia, F. 2009.** The Effect of Velocity Inversions on H/V. *Pure and Applied Geophysics*. 2009, 166, p. 567-592.
- Castellaro, S. 2016.** The complementarity of H/V and dispersion curves. *Geophys*. 2016.
- Cestelli Guidi, C. 1991.** *Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni*. Milano : Ulrico Hoepli Editore, 1991.
- Cirillo, A. 2006.** *Calcoli Strutturali, Ordinanze commentate 3274 e 3431, Indicazioni da 'Norme tecniche per le costruzioni', Eurocodice 8*. Casoria (Na) : Esselibri, 2006.
- Cuffaro, M., et al. 2010.** On the geodynamics of the northern Adriatic plate. *Rend. Fis. Acc. Lincei*. 2010.
- De Miranda, M. 2010.** Bridges in Venice - Architectural and Structural engineering aspects. 2010.
- De Miranda, M., et al. 2008.** Bridges in Venice - Architectural and Structural engineering aspects. 2008.
- Everett, M. E. 2013.** *Near-Surface Applied Geophysics*. s.l. : Cambridge University Press, 2013.
- Facciorusso, J. A. 2001.** *Valutazione degli effetti sismici locali mediante prove*. Firenze : DICEA, 2001.
- Fäh, D., Kind, F. e Giardini, D. 2001.** A theoretical investigation of average H/V ratios. *Geophys. J. Int.* 2001, 145, p. 535-549.
- Foti, S., et al. 2015.** *Surface Wave Methods for Near-Surface Site Characterization*. London : Taylor & Francis Group, 2015.

- Gačić, M, et al. 2004.** Temporal variations of water flow between the Venetian lagoon and. 2004, p. 33-47.
- Gatto, P. e Carbognin, L. 1981.** The Lagoon of Venice. natural environmental trend and man-induced modification. *Hydrological Sciences Bulletin*. 1981.
- Heath, R. K. 2011.** A Critical Analysis of Ponte della Costituzione, Venice. 2011.
- Kramer, S. L. 2007.** *Geotechnical Earthquake Engineering*. s.l. : PEARSON, 2007.
- Lancellotta, R. 1997.** *Geotecnica*. Milano : Zanichelli, 1997. p. 449-472.
- Mancini, N., et al. 2007.** STRATIGRAPHY OF THE CENOZOIC SUBSURFACE SUCCESSION OF THE VENETIAN-FRIULAN BASIN (NE ITALY): A REVIEW. *Rivista Italiana della Paleontologia e Stratigrafia*. 2007.
- Marcellini, P. e Sbordone, C. 2002.** *Calcolo*. Napoli : Liguori, 2002. p. 664-666.
- Mencuccini, C. e Silvestrini, V. 1996.** *Fisica I (Meccanica e Termodinamica)*. Napoli : Liguori, 1996.
- Miozzi, E. 1935.** *Dal ponte di Rialto al nuovo ponte degli Scalzi*. Roma : Stabilimento topografico del Genio Civile, 1935.
- . **1934.** *Il ponte del Littorio*. Venezia : Ediz. Zanetti, 1934.
- Molinaroli, E., et al. 2007.** Links between hydrology and sedimentology in the Lagoon of Venice, Italy. 2007, Vol. 303-317.
- Murat, D., Samaritani, G. e Uccelli, S. 1995.** Venezia e i suoi ponti - Il ponte e l'architettura. Venezia : Città Studi Edizioni IUAV, 1995.
- NTC. 2008.** Norme Tecniche per le Costruzioni. s.l. : Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2008.
- Pirazzoli, P.A. 1991.** Possible Defenses against a Sea-Level Rise in the Venice Area, Italy. 1991, Vol. 7, 1, p. 231-248.
- Rondelet, A. 1841.** *Saggio storico sul ponte di Rialto*. Mantova : F.lli Negretti, 1841.
- Sabbadino, C. 1930.** *Discorsi sopra la laguna di Cristoforo Sabbadino*. [a cura di] Roberto Cessi. Venezia : s.n., 1930.
- Sarà, G. 1985.** *Ingegneria Antisismica*. Napoli : Liguori s.r.l., 1985. p. 72-127. Vol. 1.
- Simonini, P., et al. 2014.** Geotechnical Characterization of Shallow Foundation and Wide Area: the Case Study of Venice Airport (Italy). 2014.
- Straheler, A.N. 1984.** *Geografia Fisica*. Padova : Piccin, 1984.
- Stringa, G. 1604.** Venezia, città nobilissima e singolare. Venezia : s.n., 1604.
- Tanzilli, S. e Vigato, F. 2012.** Il ponte della Costituzione a Venezia: il nuovo ponte sul Canal Grande tra ingegneria ed accessibilità. Venezia : Università degli Studi di Venezia, 2012.
- Teatini, P., Baù, D. e Gambolati, G. 2000.** Water-gas dynamics and coastal land subsidence over Chioggia Mare field, northern Adriatic Sea. *Hydrogeology Journal*. 2000, p. 462-479.

Tosi, L., et al. 2000. Note illustrative della carta geologica d'Italia 1:50000, foglio 148-149, CHIOGGIA MALAMOCCO. 2000.

Tuan, T., Scherbaum, F. e Malischewsky, P.G. 2010. On the relationship of peaks and troughs of the ellipticity (H/V) of Rayleigh waves and the transmission response of single layer over half-space models. *Geophys. J. Int.* 2010, 184, p. 893-800.

Valore, C. 2005. *Le fondazioni dei ponti. In Arci M., Siviero E., Nuovi orientamenti nella progettazione di ponti e viadotti.* Palermo : Dario Flacco, 2005. p. 313-344.