



UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE
FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di Laurea magistrale in Ingegneria Edile-Architettura

**Analisi di vulnerabilità sismica tenendo conto dell'interazione terreno-
struttura in edifici in cemento armato:**

il caso della scuola "Matteo Nuti".

Seismic vulnerability analysis taking into account the soil-structure interaction in
reinforced concrete buildings: the case of the "Matteo Nuti" school.

Relatore:

Prof. Lenci Stefano

Correlatori:

Prof. Giuseppe Scarpelli

Dott. Ing. Paolo Ruggeri

Tesi di Laurea di:

Enrico Genovali

A.A. 2021 / 2022

ABSTRACT

Per vulnerabilità sismica si intende la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità.

La valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti è un argomento di particolare rilevanza per l'Italia, sia per la sismicità del suo territorio che per la vetustà del patrimonio edilizio nazionale. Stando all'indagine condotta dalla Camera dei Deputati sullo "Stato della sicurezza sismica in Italia" del 2012, circa il 70% degli edifici italiani non sarebbe in grado di resistere alle azioni sismiche a cui potrebbe essere sottoposto. Questo dato particolarmente allarmante dipende da un tessuto edilizio complesso e non omogeneo, frutto di criteri progettuali differenti e stratificazioni costruttive maturate nel corso del tempo.

Se da un lato non è possibile ridurre il livello di pericolosità e di esposizione al rischio sismico per una data area, dall'altro risulta invece possibile ed auspicabile ridurre la vulnerabilità specifica della singola costruzione adottando interventi di miglioramento ed adeguamento sismico volti a migliorare la capacità resistente alle azioni sismiche.

In questo senso, a valle di tragici eventi recenti – si ricordi il sisma del 31 ottobre 2002 responsabile del crollo della scuola elementare "Jovine" di San Giuliano di Puglia, in Molise, in cui persero la vita ventisette bambini e una maestra - il tema della valutazione e verifica della vulnerabilità del costruito esistente è diventato un punto di fondamentale interesse politico e sociale. L'avvenimento del 2002 segna infatti l'inizio di una politica di aggiornamento degli strumenti normativi che ha visto come capofila l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003.

In particolare, proprio tale Ordinanza ha istituito l'obbligo per i proprietari, pubblici e privati, di effettuare le verifiche di sicurezza di edifici e opere infrastrutturali esistenti di interesse strategico (ad es. dighe, ospedali, autostrade) o rilevanti (ad es. scuole, cinema) in relazione alle conseguenze di un loro collasso in caso di evento sismico.

Per eseguire una valutazione della vulnerabilità di un edificio esistente risulta di particolare importanza acquisire un idoneo livello di conoscenza del costruito e adottare una metodologia di analisi che, preso atto dei limiti convenzionali imposti dalle disposizioni normative e di quelli di sistema degli strumenti analitici impiegati, sia in grado di rappresentare quanto più fedelmente possibile il reale comportamento della

struttura sottoposta ad azioni sismiche. Conoscere in maniera accurata il comportamento dinamico di una struttura è di vitale importanza per mettere in atto qualunque attività di prevenzione sismica che risulti adeguata alla pericolosità sismica del territorio ed efficace in relazione all'opera in esame.

Questa tesi, prendendo in esame un caso studio reale intende indagare la rilevanza dell'interazione terreno-struttura sulla valutazione della vulnerabilità di un'opera classificata come rilevante, una scuola. L'edificio in esame è una struttura intelaiata multipiano in calcestruzzo armato costruita negli anni '70 con fondazioni superficiali costituite da travi a T rovescia. L'intenzione è quella di comprendere se una simulazione più realistica del sistema terreno-fondazione-struttura risulti rilevante per le analisi di vulnerabilità che usualmente sono svolte trascurando questo fenomeno.

Benché non esista una definizione univoca del fenomeno, la FEMA (Federal Emergency Management Agency) uno degli enti più autorevoli e accreditati in materia, definisce l'interazione terreno struttura come il meccanismo con il quale la risposta dinamica di una struttura soggetta ad azioni sismiche, sia influenzata dall'interazione di tre sistemi tra loro collegati: la struttura, la fondazione e il suolo sottostante e circostante la fondazione (FEMA, 2009). L'analisi dell'interazione dinamica terreno-struttura si pone quindi l'obiettivo di valutare la risposta collettiva di questi sistemi in relazione ad uno specifico evento sismico.

I termini Interazione terreno-struttura (SSI, dall'inglese *soil-structure-interaction*) e Interazione terreno-fondazione-struttura (SFSSI, *soil-foundation-structure-interaction*) sono entrambi usati in letteratura per descrivere questo stesso fenomeno. In questo lavoro di ricerca la fondazione è considerata parte della struttura ed è per questo che il meccanismo sarà descritto, d'ora in avanti, per mezzo della locuzione interazione terreno-struttura (abbreviato con SSI)¹.

L'obiettivo della tesi è quindi quello di investigare gli effetti della SSI sul comportamento dinamico di una struttura in cemento armato e perciò sulla valutazione della sua vulnerabilità sismica.

La simulazione, condotta attraverso analisi dinamica lineare, è stata eseguita sull'Istituto Comprensivo "Matteo Nuti", edificio ad uso scolastico sito in Fano. Situato a nord del

¹ Per la stesura del capitolo si faccia riferimento alle note bibliografiche: [5]

centro storico il fabbricato è costituito da una struttura intelaiata in c.a. con solai di piano e di copertura in latero-cemento gettati in opera.

Per le proprietà meccaniche del terreno, ottenute previa preliminare operazione di caratterizzazione geotecnica, si è fatto riferimento alle classi suggerite dalle direttive europee delineate in Eurocodice 8. La SSI è stata valutata con approccio di tipo “Diretto”, in virtù del quale sovrastruttura ed elementi di fondazione sono stati inseriti all’interno dello stesso modello e analizzati in un unico passaggio. L’esito della valutazione è stato poi confrontato con modellazioni alternative, per le quali gli effetti dell’interazione terreno-struttura siano stati completamente o parzialmente trascurati.

Sulla base dei risultati del caso studio, si proveranno ad individuare delle situazioni nelle quali sia opportuno considerare la SSI nella valutazione della vulnerabilità sismica da altre dove questo fenomeno produce effetti trascurabili, così da aumentare l’accuratezza delle verifiche di sicurezza e l’efficacia di eventuali progetti di intervento.

SOMMARIO

ABSTRACT

INTRODUZIONE

1	CENNI DI SISMOLOGIA.....	7
1.1	EVENTO SISMICO.....	7
1.2	TEORIA DELLA TETTONICA A PLACCHE.....	7
1.3	MARGINI DELLE PLACCHE	8
1.4	PIANO DI FAGLIA.....	8
1.5	TEORIA DEL RIMBALZO ELASTICO	9
2	PROPAGAZIONE DELLE ONDE SISMICHE	10
2.1	ONDE SISMICHE	10
2.2	ONDE DI VOLUME	10
2.2.1	ONDE P	10
2.2.2	ONDE S.....	11
2.3	ONDE DI SUPERFICIE	13
2.3.1	ONDE DI LOVE.....	14
3	DEFINIZIONE DEL PROBLEMA DINAMICO SSI	15
3.1	CONSIDERAZIONI GENERALI	15
3.2	INQUADRAMENTO BIBLIOGRAFICO.....	18
4	AZIONE SISMICA.....	22
4.1	VALUTAZIONE DELL' AZIONE SISMICA SECONDO NTC2018	22
4.1.1	PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE.....	23
4.1.2	PERICOLOSITA' O RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	24
4.2	CLASSIFICAZIONE SECONDO EUROCODICE - EN 1998-5:2021	25
4.3	IDENTIFICAZIONE DELLE CATEGORIE DI SOTTOSUOLO	28
4.4	SPETTRI DI RISPOSTA ORIZZONTALE	31
5	MODELLI PER L'ANALISI DELL'INTERAZIONE TERRENO -STRUTTURA.....	34
5.1	APPROCCI TEORICI.....	35
5.1.1	TRAVE ELASTICA SU SUOLO ELASTICO ALLA WINKLER.....	35
5.1.2	MODELLO A MOLLE E SMORZATORI CONCENTRATI, METODO ALLA GAZETAS.....	37
5.2	APPROCCIO SPERIMENTALE	42
5.3	APPROCCIO NUMERICO	42
6	IL CASO STUDIO DELL'ISTUTO COMPRENSIVO "MATTEO NUTI" A FANO	43
6.1	RASSEGNA DELLA DOCUMENTAZIONE ESISTENTE E DISPONIBILE	43

6.1.1	ANALISI STORICO-CRITICA.....	43
6.1.2	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	44
6.1.3	INDAGINI ESEGUITE SUI TERRENI.....	54
6.1.4	INDAGINI ESEGUITE SUL MANUFATTO	63
6.2	DATI DI INPUT E MODELLAZIONE	67
6.2.1	METODO DI ANALISI: ANALISI DINAMICA LINEARE MULTIMODALE 67	
6.2.2	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	68
6.2.3	ANALISI DEI CARICHI.....	69
6.2.4	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	72
6.2.5	MODELLAZIONE AZIONE SISMICA	74
6.3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E DINAMICA DEI TERRENI.....	78
6.3.1	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	78
6.3.2	DETERMINAZIONE PARAMETRI GEOTECNICI	80
6.3.3	DEFINIZIONE DELLE IMPEDENZE IMPIEGATE NEL CALCOLO.....	106
6.3.4	MODELLI ADOTTATI PER IL CALCOLO	111
6.4	ANALISI DEL MODELLO E VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' PER AZIONI SISMICHE	115
6.4.1	RISULTATI DELLE VERIFICHE	117
6.4.2	FENOMENO DELLA VELETTA ECCENTRICA.....	131
6.4.3	CONFRONTO: TRA MODELLI A BASE FISSA E A BASE DEFORMABILE 136	
6.4.4	CONFRONTO MODELLI A BASE DEFORMABILE CON DIVERSA RIGIDEZZA	154
7	CONCLUSIONI.....	161
8	BIBLIOGRAFIA.....	167
9	APPENDICE.....	169

RICONOSCIMENTI, DATI E RISORSE

Questo lavoro di tesi è stato reso possibile grazie al materiale fornitomi dallo Studio di Ingegneria Sciamanna e dalla gentile collaborazione del personale dell'Archivio Comunale di Fano.

INTRODUZIONE

Fin dalla fine del 800, esortata dai nuovi processi di transizione industriale e l'introduzione di macchine vibranti, nella pratica ingegneristica si è avvertita la necessità di strategie concettuali e teoriche diverse da quelle impiegate in presenza di carichi statici, a beneficio di nuovi metodi di progettazione capaci di valutare la presenza di azioni dinamiche variabili nel tempo.

Gli approcci teorici, inizialmente riservati all'ambito dell'ingegneria Strutturale, vengono poi estesi al campo della Dinamica delle fondazioni, gettando le basi a quella branca dell'ingegneria geotecnica, oggi denominata Dinamica dei terreni, che è dedicata, allo studio del comportamento tensionale e deformativo del mezzo terreno in presenza di azioni dinamiche e/o cicliche (Crespellani & Facciorusso, 2010).

Il SSI si attesta come uno dei tanti settori facenti capo questa disciplina e come tale evolve al progredire della materia, ricevendo un particolare impulso a partire dagli anni '60-'70 dagli studi condotti nel campo della difesa dei terremoti e nel settore nucleare e offshore. Contributi scientifici significativi sono legati all'operato della scuola di Berkeley (USA) e ai ricercatori giapponesi della scuola di Tokyo, a cui si deve una decisa evoluzione delle apparecchiature geotecniche e tecniche di misurazione (in sito e in laboratorio) delle deformazioni di taglio, essenziali allo studio delle proprietà dinamiche dei terreni in condizioni sismiche.¹

In seguito ai terremoti altamente distruttivi che investirono l'Alaska e il Giappone nel 1964 (Anchorage e Niigata) e negli anni a venire a causa di eventi che hanno interessato importanti centri metropolitani, l'attenzione per la disciplina cresce sensibilmente,

¹ Per la stesura del capitolo si faccia riferimento alle note bibliografiche: [4],[15],[14],[6]

sottolineando ulteriormente l'incidenza delle proprietà dinamiche dei terreni sul danneggiamento osservato.

Evidenze che più tardi trovarono conferma negli studi di *Seed H.B. et al.*(1974), dove la dipendenza della risposta sismica (quindi dell'azione sismica locale) dalla natura geologica e dalle proprietà geotecniche del terreno fu definitivamente appurata.

A tal proposito è bene sottolineare il determinante contributo apportato alla materia dagli studi condotti da ricercatori quali *Wolf J. P.*, (1994), *Gazetas & Mylonakis*, (2000). Maggiore spazio allo studio bibliografico verrà riservato nei capitoli successivi.

Sebbene questo aspetto sia stato formalmente riconosciuto anche dalla comunità ingegneristica, nelle veci di Hudson (1981) allora presidente dell'associazione internazionale di Ingegneria Sismica, la SSI resta ad oggi appannaggio della progettazione di sole opere importanti, rimanendo di fatto escluso dalla pratica ordinaria.

La normativa italiana, infatti, non contempla alcun caso specifico in cui la modellazione SSI sia necessaria alla definizione della risposta strutturale. I provvedimenti in materia sismica si limitano a prevedere, per il progetto di strutture con fondazioni superficiali, l'applicazione del moto sismico in condizioni di sito free-field (FF) (corretto dalle condizioni "locali") alla base del modello strutturale dell'opera a "base fissa".

In ambito europeo, la necessità di disciplinare i molteplici aspetti del problema dinamico ha condotto all'introduzione in EC8² (*EC8-Part 5*) di un capitolo (*chapter 8*) e un allegato (*Annex D*) interamente riservati alla tematica, in cui si riportano considerazioni e indicazioni di carattere generale sul tema SSI, e formulazioni da utilizzarsi nella definizione delle rigidità dinamiche per fondazioni superficiali e profonde.

Ciò nonostante, le indicazioni fornite dall'EC8 appaiono ancora parziali e incomplete.

Infatti, se da un lato l'EC8 sottolinea la possibilità di avere differenze nella risposta di edifici modellati su supporto/terreno rigido (*rigid ground o fixed based structures*) e di strutture (SSI modellate) su "base deformabile" (*flexibly-supported structures*), dall'altro

² EC8: Abbreviazione di Eurocodice 8

evidenza di come per la quasi totalità delle strutture comuni il fenomeno SSI induca effetti benefici.

Motivo per cui, in accordo con la normativa italiana, l'EC8 non ritiene determinante lo studio del SSI ai fini della performance sismica di edifici in c.a. con fondazioni superficiali.

La prospettiva viene legittimata dall'ente normatore sulla base della prerogativa per cui l'incremento del periodo di vibrazione del sistema al passaggio dallo schema a base fissa a quello di base deformabile, conduca inevitabilmente (in riferimento agli spettri di risposta forniti da normativa) ad una riduzione delle azioni agenti sulla struttura. Pertanto, è ritenuto a vantaggio di sicurezza trascurare gli effetti del SSI. Qualche attenzione meritano invece due aspetti:

- la valutazione degli spostamenti, in quanto un vincolo deformabile in fondazione determina un aumento degli stessi;
- la distribuzione delle azioni tra diversi elementi strutturali che, sulla base della configurazione e della tipologia delle fondazioni, possono avere un diverso grado di vincolo al terreno.

Nella tesi si sono investigati gli effetti del SSI sul comportamento dinamico di una struttura intelaiata in cemento armato fondata su travi a T rovescia unidirezionali, ad uso scolastico. L'incidenza del SSI sulla risposta sismica dell'edificio scolastico è stata stimata a partire dal confronto diretto di tre modelli distinti per condizioni di vincolo adottate e dunque differente grado di approssimazione del fenomeno, rispettivamente:

-Modello 1: Struttura a base fissa;

-Modello 2: Struttura fondata su suolo deformabile, in cui la deformabilità del suolo è stata modellata per mezzo di impedenze traslazionali verticali (dirette lungo l'asse z).

-Modello 3: Struttura fondata su suolo deformabile, in cui la deformabilità del suolo è stata modellata per mezzo di impedenze traslazionali e rotazionali.

L'analisi dinamica lineare è stata eseguita per mezzo del programma di calcolo *Sap2000*³ agli elementi finiti⁴.

Per la simulazione si è fatto riferimento alle effettive proprietà meccaniche del terreno e dei materiali, ottenute a partire dai risultati delle indagini geotecniche preliminarmente eseguite.

Diversamente le caratteristiche dissipative del terreno, comprendenti lo smorzamento radiativo e la perdita di energia per cicli di isteresi durante i processi deformativi, e ancora l'incidenza della spinta passiva del terreno di rinterro sono state trascurate. Il motivo è legato alla volontà di ridurre al minimo le variabili in gioco e di agevolare la fase di analisi e comprensione del fenomeno.

Per semplicità e coerenza espositiva l'intero processo di studio verrà schematizzato come risultato di cinque fasi distinte:

- Fase 1: Rassegna della documentazione esistente e disponibile;
- Fase 2: Dati di input e Modellazione;
- Fase 3: Caratterizzazione geotecnica e dinamica dei terreni;
- Fase 4: Analisi del modello e verifiche di vulnerabilità per azioni sismiche;
- Fase 5: Discussione dei risultati ottenuti

La fase iniziale ha previsto l'inserimento del sistema strutturale all'interno dell'ambiente di calcolo. Passaggio di vitale importanza ai fini dell'analisi, l'idealizzazione della struttura ci consente di convertire il modello fisico in modello numerico, idoneo per essere analizzato. La semplificazione è resa necessaria dalla natura stessa degli elementi strutturali, che essendo costituiti da masse distribuite, sono assimilabili a sistemi continui dotati di infiniti gradi di libertà.

³ Programma di calcolo numerico della Computers and Structures Inc. di Walnut Creek, California

⁴ Il metodo agli elementi finiti (FEM, Finite Element Method) è una tecnica di analisi numerica tesa a ridurre le equazioni differenziali, che descrivono i problemi fisici reali, ad un sistema di equazioni algebriche facilmente risolvibili. (Bacchetto)

Si definisce discretizzazione l'operazione con cui approssimare la struttura reale, ad una dotata di un numero finito di gradi di libertà, per la quale sia possibile applicare il metodo agli elementi finiti. (Bacchetto)

Tra le diverse tecniche disponibili per operare la discretizzazione del sistema reale, nell'analisi si è fatto ricorso al metodo *node-element*, che ha portato alla definizione della struttura con una serie finita di elementi monodimensionali, aste collegate tra loro in punti detti nodi.

Per quanto riguarda la modellazione dell'azione sismica, si è dato seguito alle prescrizioni fornite dalla normativa italiana vigente, le Norme Tecniche per le Costruzioni - NTC 2018.

Il moto sismico atteso per il sito considerato è stato valutato sulla base delle mappe di pericolosità definite dall'INGV⁵ (*pericolosità sismica di base*), poi corretto in conformità delle condizioni "locali" del sito (*risposta sismica locale*).

In altre parole, l'inserimento dell'azione sismica ha previsto l'applicazione del moto sismico in condizioni *Free field* (FF)⁶ fornito da normativa, opportunamente corretto sulla base di considerazioni stratigrafiche e topografiche del sito, alla base del modello.

Nella seconda fase rientrano l'insieme delle procedure seguite per giungere alla definizione delle caratteristiche meccaniche e tipologiche dei materiali impiegati nello studio parametrico. La consolidazione dello stato di conoscenza è stata operata a partire dalle informazioni in possesso sul manufatto derivanti dalle operazioni di ricerca storico-critica, rilievo e dalle indagini sperimentali.

Le indagini eseguite in situ sui terreni hanno consentito la ricostruzione degli andamenti litostratigrafici, nonché l'individuazione della classe di sottosuolo così come suggerito dalle disposizioni normative.

In seconda battuta, alle informazioni acquisite sono poi state affiancate quelle provenienti da indagini eseguite in siti limitrofi affini per contesto geologico-stratigrafico, correlate e per ultimo elaborate in operazioni di caratterizzazione, dalle quali è stato possibile

⁵ INGV: Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. Ente di Ricerca.

⁶ Free-Field: o moto sismico in condizioni di campo libero si intende una registrazione del moto sismico ottenuta a distanza sufficiente da strutture che ne possano alterare in maniera significativa la risposta.

desumere i valori di resistenza e rigidezza (sia statica che dinamica) caratteristici del terreno.

Analogamente per i dettagli strutturali e le proprietà dei materiali in opera, calcestruzzo e barre di armatura, si è fatto riferimento ai valori di resistenza ottenuti dalle prove sperimentali condotte sui campioni prelevati.

Per quanto riguarda la modellazione geotecnica e con riferimento al metodo “diretto”, gli effetti di interazione inerziale sono stati considerati adottando per il terreno il modello di suolo alla Winkler lineare, le cui rigidezze dinamiche sono state valutate seguendo l’approccio proposto da Gazetas (1991).

Il criterio prevede di simulare la presenza del terreno di fondazione ricorrendo alla definizione di sei impedenze, una per ogni grado di libertà di cui è dotata la fondazione.

Le impedenze sono state ottenute con approccio semplificato indicato dalla guida FEMA, a partire dal modulo di rigidezza iniziale (G_0) del terreno.

Terminate le propedeutiche fasi di modellazione e caratterizzazione, i modelli sono stati analizzati e successivamente sottoposti a verifiche di sicurezza in condizione statica e sismica.

Nella fase conclusiva, si è poi valutato l’incidenza del SSI sul comportamento dinamico dell’edificio a partire dal confronto diretto delle risposte ottenute dai tre modelli.

1 CENNI DI SISMOLOGIA

1.1 EVENTO SISMICO

I terremoti sono vibrazioni o assestamenti della crosta terrestre, generati per effetto di movimenti tettonici su larga scala. Lo spostamento relativo di porzioni di crosta terrestre determina l'accumulo di energia di deformazione elastica che viene improvvisamente rilasciata attraverso la rottura della zona di interfaccia, una volta che gli sforzi associati alle deformazioni superano la resistenza della roccia.

Durante il processo di rottura parte dell'energia viene emessa sotto forma di calore (prodotta per attrito) e parte trasformata in energia cinetica irradiata verso l'esterno sotto forma di onde elastiche.⁸

1.2 TEORIA DELLA TETTONICA A PLACCHE

Elaborata a partire da concetti quali la deriva dei continenti e l'espansione dei fondali oceanici, la teoria della tettonica a placche rappresenta il principale riferimento teorico per interpretare i movimenti tellurici ed altri fenomeni che interessano la crosta terrestre.

La teoria si basa sull'ipotesi che la litosfera⁹ sia suddivisa in un elevato numero di placche che si trovano in equilibrio isostatico sullo strato immediatamente sottostante, l'astenosfera. Lo spostamento relativo delle placche induce deformazioni nello strato roccioso, che si verificano in zone ristrette a cavallo dei margini.

Tali deformazioni possono avvenire in maniera lenta e costante (deformazioni asismiche) oppure possono verificarsi in modo irregolare e repentino dando origine ai terremoti (deformazioni sismiche).

L'origine delle forze generatrici responsabili del moto delle placche, sono da ricercarsi nella condizione di equilibrio termomeccanico in cui versano i materiali componenti la struttura interna della terra. L'esistenza di un gradiente di temperatura all'interno del

⁸ Per la stesura dei seguenti capitoli si faccia riferimento alle note bibliografiche: [12],[17]

⁹ Litosfera: strato più esterno della terra, comprendente la crosta terrestre e parte del mantello

mantello provoca nei materiali più freddi e quindi più densi, un abbassamento e nei più caldi, meno densi, un sollevamento. Ne segue che le correnti convettive presenti all'interno dello strato semifluido del mantello determinino sforzi di taglio alla base delle placche e che a loro volta ne provochino lo spostamento nello spazio (Kramer, 1996).

1.3 MARGINI DELLE PLACCHE

Le caratteristiche dei margini delimitanti le placche, forniscono indicazioni significative sulla natura degli eventi sismici verificabili lungo di essi.

In relazione al tipo di margine esistente, le placche si dividono in:

- Margini a scorrimento laterale (o *conservativi*): lungo i quali le zolle scorrono lateralmente l'una rispetto all'altra, senza comportare distruzione o creazione di materia;
- Margini convergenti o distruttivi (o *subducenti*): margini caratterizzati da un reciproco avvicinamento delle zolle e per i quali gli esiti derivanti dalla collisione sono vincolati alle proprietà materiche delle singole placche. Le differenze di densità negli elementi coinvolti determina la subduzione di un lembo rispetto all'altro;
- Margini divergenti o costruttivi: l'allontanamento delle zolle determina una distensione della crosta terrestre. Il materiale effusivo del mantello sottostante risalendo in superficie solidifica, andando ad occludere lo spazio creatosi durante il processo distensivo.

1.4 PIANO DI FAGLIA

La faglia è un'area di discontinuità (planare o non planare) della crosta terrestre, frutto di una dislocazione di masse rocciose che avviene in conseguenza a meccanismi di rottura delle stesse.

La presenza di una faglia non è necessariamente presagio di attività sismica futura. Questo perché gli spostamenti verificatosi potrebbero essere avvenuti in maniera asismica, oppure la faglia potrebbe non essere più attiva.

Mentre con superficie di faglia o piano di faglia definiamo la superficie lungo la quale si è verificata la frattura, i parametri impiegati per descriverne l'orientazione sono tre: Strike, Dip e Rake. Lo strike individua la linea definita dall'intersezione del piano di faglia e il piano orizzontale, Dip la pendenza e Rake la direzione del movimento di fagliazione.

1.5 TEORIA DEL RIMBALZO ELASTICO

L'energia liberatasi durante l'evento sismico si suppone, per semplicità, provenire da un singolo punto della superficie di fagliazione, detto Fuoco o Ipocentro.

La cui proiezione sulla superficie libera, detta Epicentro, rappresenta l'area nella quale sono attesi gli effetti maggiori del sisma.

In relazione alla distanza alla quale vengono registrati, i terremoti si dividono in: *Near-field* e *Far-field* rispettivamente registrati a distanze minori di 25km e a distanze maggiori di 150km. Ai primi sono in genere associati effetti più importanti, condizione legata al meccanismo di attenuazione delle onde sismiche nel corso della propagazione, che si verifica al passaggio dell'onda all'interfaccia di materiali geologici differenti e al verificarsi di fenomeni di riflessione e rifrazione.

Al progredire degli spostamenti relativi delle placche l'energia di deformazione immagazzinata in prossimità dei bordi (sottoforma di sollecitazioni di taglio) va ad accrescere lo stato tensionale esistente, avvicinandosi al limite di resistenza delle rocce. Al raggiungimento della soglia di rottura delle rocce, la frattura ha luogo e l'energia immagazzinata viene rilasciata. La teoria del rimbalzo elastico (Reid,1911) descrive questo processo consecutivo di accumulo e liberazione di energia nelle rocce adiacenti alla faglia.

2 PROPAGAZIONE DELLE ONDE SISMICHE

2.1 ONDE SISMICHE

Le onde sismiche che si propagano nello spazio da una generica sorgente sono classificabili in due tipi: le onde di volume e le onde di superficie.

In relazione al fatto che la propagazione nel mezzo terreno avvenga in ogni direzione dello spazio (propagazione tridimensionale) oppure si limiti alla parte superficiale del mezzo.¹⁰

2.2 ONDE DI VOLUME

A partire dal meccanismo sorgente che le ha generate, le onde di volume si propagano in ogni direzione del mezzo terreno secondo fronti di onda sferici a raggio sempre più ampio. A seconda del genere di deformazione indotta nel terreno, le onde di v. si differenziano in onde longitudinali (o onde P, dal latino *Primae*) e onde trasversali (o onde a S, dal latino *Secundae*).

2.2.1 ONDE P

Le onde P generano vibrazioni in direzione concorde alla propagazione, inducendo nel mezzo attraversato, deformazioni di compressione e rarefazione; hanno una velocità superiore ad altri tipi di onde e sono le prime a raggiungere la superficie libera. Mostrano piccole ampiezze e bassi periodi, hanno un potenziale di danneggiamento relativamente basso.

Sono onde capaci di trasmettersi anche nei fluidi e poiché la velocità è dipendente dalle caratteristiche del materiale attraversato, nei mezzi porosi si hanno due onde P accoppiate che si propagano attraverso la fase solida e quella liquida.

¹⁰ Per la stesura dei seguenti capitoli si faccia riferimento alle note bibliografiche: [4],[12],[17]

La velocità delle onde P in terreni perfettamente saturi ($S_r = 1$) è legata all'incompressibilità del fluido ed è molto meno dipendente dalle caratteristiche dello scheletro solido.

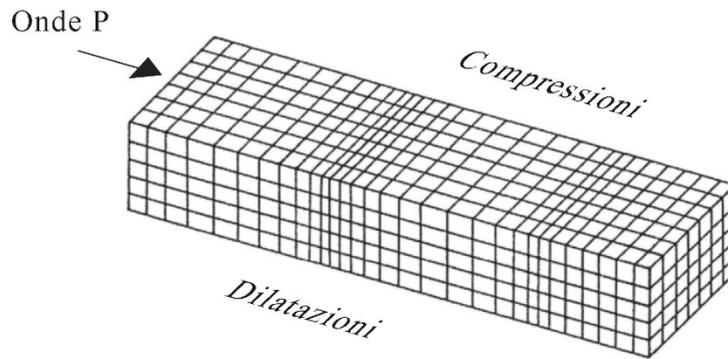


Figura 1 – Deformazioni provocate dal passaggio delle onde P

2.2.2 ONDE S

Le onde S (secondarie o di taglio) eccitano il mezzo attraversato trasversalmente alla loro direzione di propagazione, generando deformazioni di taglio.

Possiedono velocità minori delle onde P e non si trasmettono ai mezzi fluidi, essendo i liquidi incapaci di fornire resistenza al taglio.

Il moto delle onde S è ottenuto come combinazione delle componenti orizzontali (SH) e di quelle verticali (SV). Mostrano grandi ampiezze e periodi modesti, hanno un potenziale di danneggiamento superiore alle onde P.

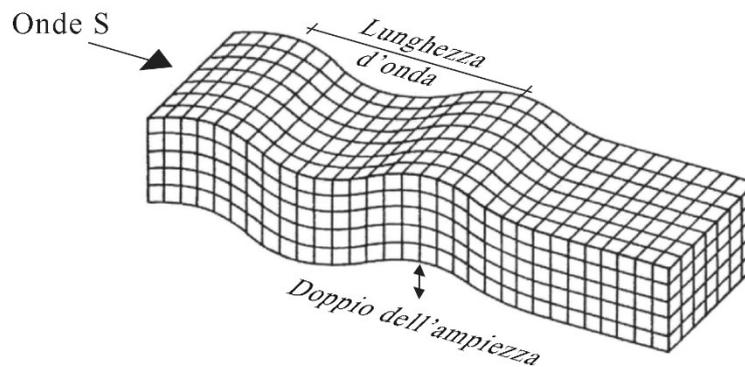


Figura 2 - Deformazioni provocate dal passaggio delle onde S

La velocità di propagazione delle onde di volume è dipendente dalle proprietà elastiche della roccia e dalla sua densità. Per un mezzo elastico isotropo e di densità ρ , la velocità di propagazione delle onde di volume risultano descritte dalle seguenti espressioni:

$$V_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

$$\frac{V_s}{V_p} = \sqrt{\frac{(1-2\nu)}{2(1-\nu)}}$$

Dove:

E è il modulo di Young o di elasticità normale;

G è il modulo di elasticità tangenziale;

ρ è la densità;

ν è il modulo di Poisson

2.3 ONDE DI SUPERFICIE

In corrispondenza dell'intersezione delle onde di volume con la superficie libera si ha la formazione di una nuova sequenza di onde, denominate superficiali perché interessano solo la parte più superficiale del mezzo. Il loro passaggio determina grandi spostamenti nella superficie libera, a tal punto da essere definito moto principale. Sono onde capaci di arrecare ingenti danni alle strutture.

Le onde superficiali, alla stregua delle onde di volume, si distinguono in relazione alle deformazioni indotte nel mezzo attraversato e sono principalmente di due tipi: onde di Rayleigh (*Rayleigh*, 1885) e onde di love (*Love*, 1911).

ONDE DI RAYLEIGH

Onde di Rayleigh (onde R o LR), sono generate dalla combinazione di onde P e S, si propagano con fronti d'onda cilindrici in direzione parallela alla superficie libera, il moto delle particelle avviene in senso antiorario su un'ellisse il cui asse maggiore è perpendicolare alla superficie terrestre.

Il moto induce nel mezzo deformazioni di taglio e compressione.

Le onde di R. hanno grandi ampiezze e si trasmettono con una velocità massima compresa 2.7-3km/s

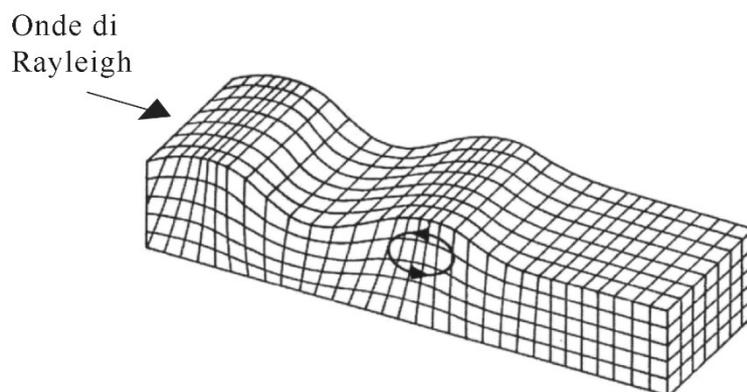


Figura 3 - Deformazioni provocate dal passaggio delle onde di Rayleigh

2.3.1 ONDE DI LOVE

Sono generate dalle onde SH che rimangono bloccate per effetto di riflessioni multiple in corrispondenza della superficie libera (o di discontinuità).

Le onde di Love producono nel mezzo vibrazioni orizzontali e perpendicolari alla direzione di propagazione. Hanno grandi ampiezze e lunghi periodi.

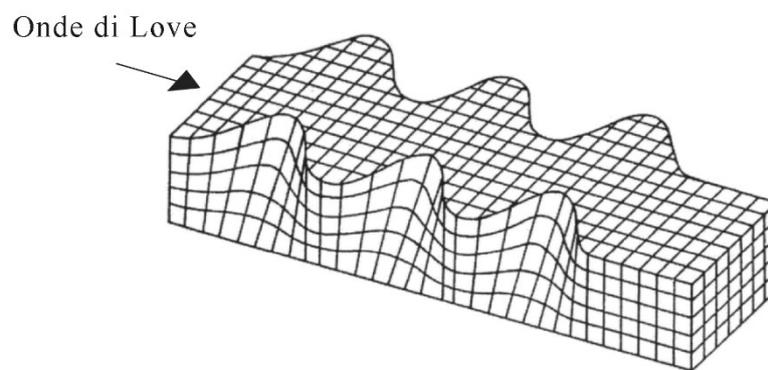


Figura 4 - Deformazioni provocate dal passaggio delle onde di Love

3 DEFINIZIONE DEL PROBLEMA DINAMICO SSI

3.1 CONSIDERAZIONI GENERALI

Quando un terremoto si verifica, l'energia di deformazione accumulata per effetto di movimenti tettonici su larga scala viene improvvisamente rilasciata sottoforma di perturbazioni elastiche, che si propagano nello spazio a partire dalla superficie di rottura. Dal sottosuolo le onde sismiche generate risalgono in superficie, trasmettendosi alla struttura per mezzo delle fondazioni.

Le azioni di progetto da applicarsi al piede delle fondazioni risultano pertanto rappresentative delle accelerazioni registrate al termine del viaggio del moto sismico e come tali, sono il frutto di più fasi distinte e tra loro sequenziali.¹¹

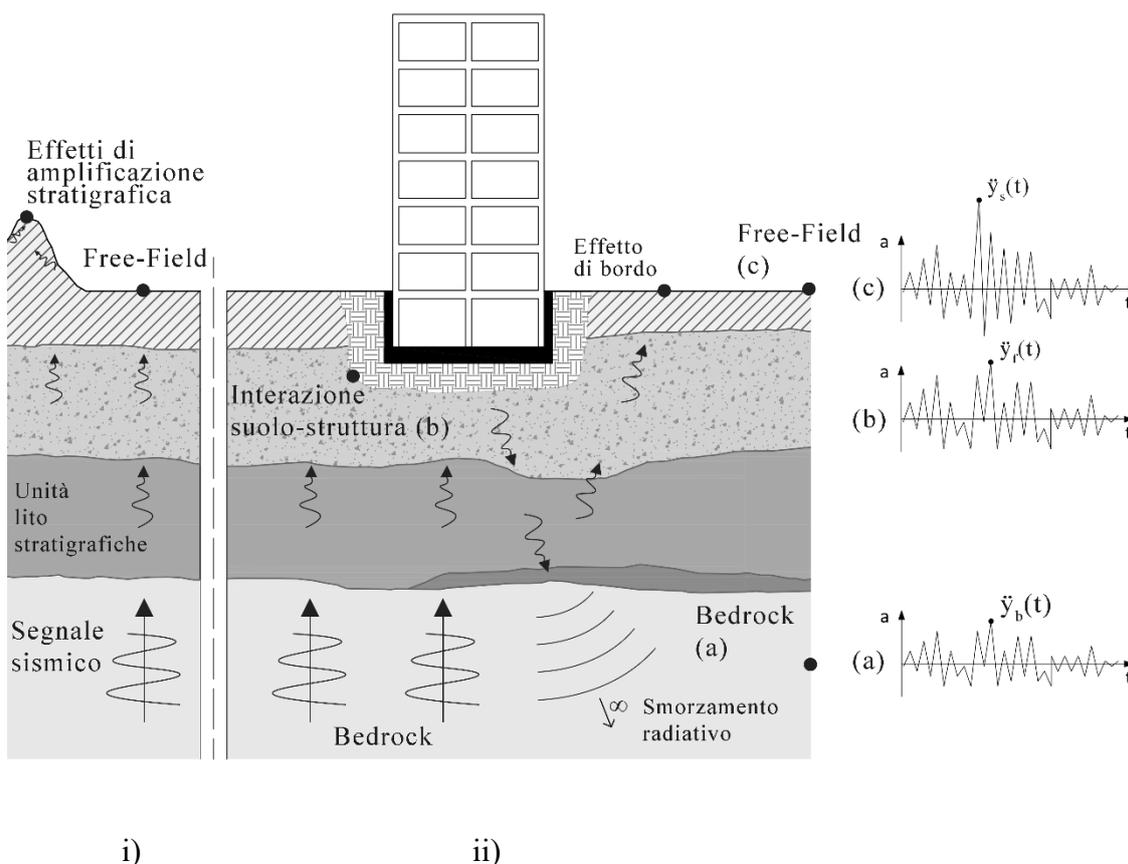


Figura 5 – Descrizione del problema dinamico: i) Moto sismico in condizioni FF, ii) Moto sismico in condizioni reali, (a) Segnale sismico al bedrock $\ddot{y}_b(t)$, (b) Segnale sismico al piede delle fondazioni $\ddot{y}_f(t)$, (c) Segnale sismico in superficie $\ddot{y}_s(t)$

¹¹ Per la stesura dei seguenti capitoli si faccia riferimento alle note bibliografiche: [1],[17],[18]

Con riferimento allo schema riportato in fig. 5, si supponga di avere ad una certa profondità della superficie libera un substrato roccioso (Bedrock), dotato di forte contrasto di rigidità rispetto i depositi di terreno sovrastanti e si indichi con $\ddot{y}_b(t)$ l'accelerazione del moto sismico agente in esso.

I depositi superficiali di terreno che separano il Bedrock dalla superficie tendono ad agire come “filtri” alle onde sismiche, attenuandone il moto a certe frequenze ed amplificandone ad altre. Le modifiche apportate al segnale sismico differiscono al variare della profondità e si protraggono sino al raggiungimento del moto $\ddot{y}_s(t)$ in superficie, che in generale risulta differente.

Le variazioni subite dall'input sismico sono attribuibili alla specifica risposta del sito, che è influenzata dalla risposta degli strati di terreni superficiali, dall'effetto di bordo (le onde alla frontiera sono riflesse dal contrasto di impedenza) o dalle caratteristiche topografiche. L'insieme degli effetti dei meccanismi sopradescritti prende il nome di amplificazione dinamica locale e sono dipendenti dalle condizioni “locali” del sito analizzato.

Il segnale $\ddot{y}_s(t)$ rappresentativo del moto sismico in condizioni di campo libero (free-field), non tiene ancora conto degli effetti indotti dalla deformabilità del suolo.

Analizzare il fenomeno SSI significa considerare la variazione, dalla configurazione statica a quella dinamica, delle caratteristiche meccaniche del terreno al di sotto della fondazione. In altre parole, equivale ad assumere che l'accelerazione $\ddot{y}_s(t)$ sulla superficie libera, in condizione FF, sia diversa da quella agente alla base della fondazione $\ddot{y}_f(t)$, per effetto della deformabilità del terreno e dei cinatismi associati al sistema terreno-fondazione-sovrastuttura.¹²

¹² Per la stesura del capitolo si faccia riferimento alle note bibliografiche: [5]

Volendo riassumere quanto detto, il comportamento dinamico di una struttura è descrivibile come il risultato di quattro fasi specifiche:

- 1) Moto sismico al Bedrock, $\ddot{y}_b(t)$;
- 2) Effetti di amplificazione stratigrafica e topografica, che determinano il passaggio del moto da $\ddot{y}_b(t)$ a $\ddot{y}_s(t)$;
- 3) Il fenomeno di interazione terreno-struttura (SSI) e conseguente variazione del moto da $\ddot{y}_s(t)$ a $\ddot{y}_f(t)$;
- 4) Trasmissione delle azioni di inerzia alla sovrastruttura per effetto del moto agente al piede della fondazione, $\ddot{y}_f(t)$

Aspetti che nel complesso ci aiutano ad attribuire una giusta collocazione al problema dinamico in ambito geotecnico, evidenziandone ulteriormente il divario dai fenomeni di amplificazione locale.

Nel proseguo, tale premessa si rivelerà utile anche per realizzare un parallelo con le indicazioni di carattere prescrittivo e concettuale definite da normativa per la modellazione dell'azioni sismiche.

Dove per l'individuazione dell'azione sismica secondo NTC, contrariamente a quanto appena scritto, si trascurano le alterazioni indotte dal SSI al segnale sismico, arrestandosi nella pratica, al secondo punto delle fasi sopra riportate.

3.2 INQUADRAMENTO BIBLIOGRAFICO

“Durante un terremoto, il terreno si deforma per effetto del passaggio delle onde sismiche e trascina nel suo moto la fondazione e la struttura in elevazione. Di contro il moto indotto nella sovrastruttura genera delle forze di inerzia che determinano a loro volta delle sollecitazioni e deformazioni nella fondazione e nel sottosuolo con la generazione di ulteriori onde [all’interfaccia fondazione-terreno]. In risposta a ciò fondazione e struttura in elevazione subiscono ulteriori spostamenti dinamici, che a loro volta generano ulteriori forze d’inerzia, e così via.”¹³

Gli effetti descritti e generati per reciproca influenza del sistema terreno, fondazione e sovrastruttura costituiscono nel complesso il fenomeno SSI.

L’analisi dell’interazione dinamica terreno-struttura si pone l’obiettivo di valutare la risposta collettiva di questi sistemi in relazione ad uno specifico evento sismico.

Per agevolarne la comprensione è utile descrivere gli effetti come combinazione di due fenomeni fisici distinti e consecutivi. Il primo dei quali, noto come “interazione inerziale”, si riferisce al modo in cui la sovrastruttura, in virtù della sua stessa massa, genera sollecitazioni (tagli e momenti) alla base della costruzione responsabili di spostamenti relativi tra la fondazione e il terreno.

Il secondo, noto come “Interazione cinematica”, si riferisce al modo in cui la presenza delle fondazioni nel sottosuolo provochi alterazioni del segnale sismico, comportando differenze tra il segnale registrato al piede della fondazione e quello in condizione FF (J.P. Stewart et al. 1998)¹⁴.

¹³ Aversa, S. (2006). Importanza relativa di interazione cinematica ed inerziale nell’analisi dei pali di fondazione sotto azioni sismiche. Atti Del V Convegno Nazionale Dei Ricercatori.

¹⁴ Per la stesura del capitolo si faccia riferimento alle note bibliografiche: [6],[7]

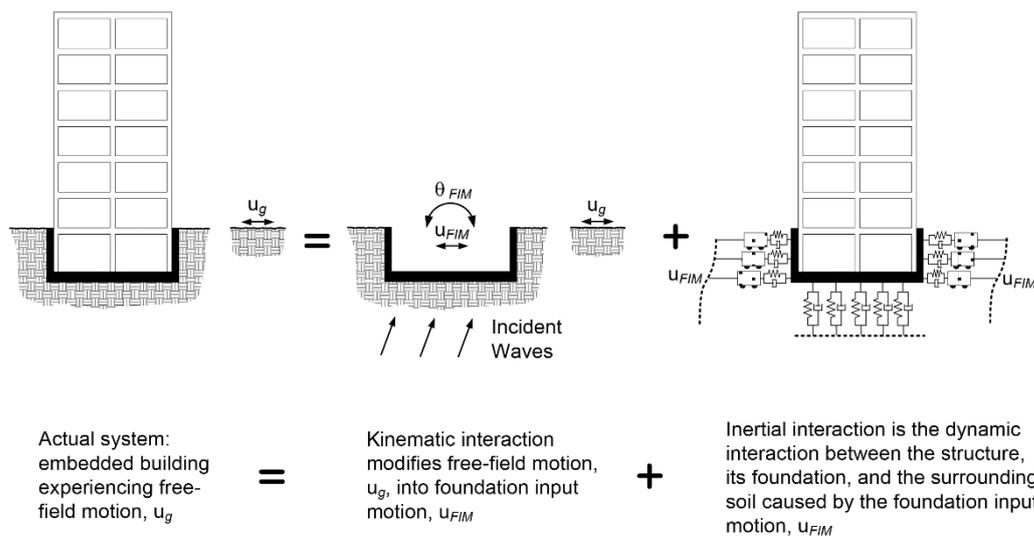


Figura 6 – Rappresentazione dell’input sismico FF e la sua relazione con gli effetti di interazione Cinematica e Inerziale (Fema 2021)

I metodi principalmente utilizzati per modellare la SSI possono essere classificati in approcci cosiddetti “Diretti” e approcci per “Sotto-strutture”.

L’approccio “Diretto” prevede che la modellazione del terreno, fondazione e sovrastruttura sia condotta accoppiando i sistemi in un unico modello per poi essere analizzati in un singolo passaggio. Questo tipo di metodo, più oneroso sotto il profilo computazionale, permette di avere una maggiore sensibilità e controllo sulle dinamiche analizzate.

Nell’approccio per “Sotto-strutture” il problema dinamico viene affrontato valutando per fasi successive e distinte il moto sismico incidente in fondazione (interazione cinematica) e la risposta dinamica della struttura (interazione inerziale) che viene analizzata considerando un sistema di molle e smorzatori atti a riprodurre il comportamento del sistema terreno-fondazione in condizioni dinamiche.

Il limite di tale approccio risiede nella necessità di garantire comportamenti lineari degli elementi, affinché a rigore, sia possibile applicare il principio di sovrapposizione degli effetti.

Di contro studi scientifici hanno dimostrato di come in realtà sia possibile estendere l’utilizzo del metodo anche a sistemi debolmente non lineari (Mylonakis et al., 1997).

Sempre con riferimento agli approcci per “sotto-strutture” differenti studi, condotti su semplici oscillatori elastici, evidenziano come l’interazione inerziale rispetto ad una configurazione a base fissa conduca:

(1) ad un incremento del periodo fondamentale di vibrazione, per effetto delle caratteristiche dinamiche del terreno di fondazione (*Veletsos & Meek, 1974*) e (2) ad un aumento dello smorzamento complessivo del sistema, dovuto in parte all’energia dissipata durante i processi deformativi e in parte all’energia dispersa nel sottosuolo (*Veletsos & Nair, 1975*)¹⁵.

Aspetti che, se congiuntamente valutati, determinano, in riferimento agli spettri di progetto forniti dalle direttive antisismiche, una riduzione delle azioni agenti sulla struttura; ragione per cui trascurare gli effetti del SSI sia generalmente ritenuto a vantaggio di sicurezza.

D’altro canto, gli autori *Mylonakys and Gazetas (2000)* dimostrano che l’incremento del periodo fondamentale prodotto dal SSI non possa ritenersi benefico a priori, dal momento che per strutture debolmente flessibili, poste in particolari condizioni di sito, possono verificarsi effetti sfavorevoli sulla risposta sismica.¹⁶

Secondo *Saez et all. (2008)* lo studio del SSI potrebbe trovare una legittimazione anche in termini economici.

Questo perché alla riduzione dei tagli alla base agenti sulla struttura, segue una richiesta altrettanto minore di capacità resistente per la progettazione di nuovi edifici o di interventi di rinforzo dell’esistente.

A seguire, si riportano solo alcuni dei risultati presenti in letteratura; osservazioni che hanno segnato l’evoluzione della materia e che si riflettono sullo stato dell’arte.

Per altro, costituendo un’importantissima fonte d’ispirazione e al tempo stesso di riflessione per i risultati conseguiti in questa tesi.

Jennings and Bielak (1973), dimostrano come gli effetti del SSI sul comportamento dinamico delle strutture si manifestino principalmente in relazione alla prima forma modale.

¹⁵ Smorzamento radiativo

Aggiungendo che per edifici alti, governati da moti puramente traslazionali, gli effetti per i modi superiori siano pressoché marginali.

Chopra and Gutierrez (1974), servendosi di approcci analitici semplificati, notarono che per edifici alti con periodi di vibrazioni relativamente bassi localizzati su terreni molto deformabili il SSI ha un forte impatto ai fini della risposta strutturale.

Gli studi evidenziarono una netta riduzione della frequenza di vibrazione della parte sommitale della struttura, rispetto a quella riscontrata per lo stesso edificio con una configurazione a base fissa.

Wolf (1985), propose per la prima volta l'utilizzo del metodo "diretto".

Stewart et al. (1999), investigando gli effetti del SSI su 57 strutture californiane, osservano che l'influenza del SSI segue un rapporto di proporzionalità diretta tra la rigidità della struttura e quella del terreno.

4 AZIONE SISMICA

4.1 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA SECONDO NTC2018

La valutazione delle azioni sismiche agenti su qualsiasi struttura richiede la conoscenza del segnale sismico atteso per il sito di riferimento e di come questo sia alterato dalle condizioni "locali" dei terreni. L'accelerazione di picco al suolo è frutto della propagazione delle onde sismiche attraverso il profilo di terreno sottostante la costruzione e di conseguenza, la sua definizione è influenzata dalla natura stessa del deposito e dalle sue caratteristiche meccaniche.¹⁷

Dal punto di vista operativo, la normativa individua le azioni indotte dal moto sismico a partire dalla pericolosità del sito di riferimento (pericolosità sismica di base) e sulla base del quale opera correzioni del segnale sismico individuato in virtù delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche (pericolosità sismica locale).

Gli studi di pericolosità sono così eseguiti a due differenti livelli, differenziabili in:

- Pericolosità sismica di base, che individua il moto sismico di riferimento per il sito considerato, nelle condizioni ideali di terreno rigido e superficie topografica orizzontale. È definita da studi realizzati a scala nazionale (INGV) o da approfondimenti specifici di sito.
- Pericolosità sismica locale, che caratterizza la risposta sismica alla base dell'edificio in relazione alle caratteristiche geologiche, morfologiche e geotecniche del sito di riferimento (locali). L'incidenza degli effetti locali viene definita sulla base di indicazioni prescritte dalle NTC 2018 o in alternativa da studi di microzonazione specifici.

¹⁷ Per la stesura del capitolo si faccia riferimento alle note bibliografiche: [16],[17],[21]

4.1.1 PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

A partire dal 2003, in conformità con le mappe della pericolosità compilate su scala europea, l'INGV¹⁸ inizia a lavorare alle mappe di pericolosità sismica su scala nazionale, basate non più solo su approcci deterministici (cataloghi storici di eventi passati), ma configurando la zonizzazione sismica in funzione dell'evento sismico atteso, attraverso complesse analisi probabilistiche.¹⁹

I terremoti sono eventi complessi difficilmente prevedibili, il carattere aleatorio ne rende impossibile una definizione precisa di intensità e occorrenza.

Le indicazioni riguardanti i potenziali eventi futuri vengono fornite in termini di intensità sismica di sito (espressa con opportuno parametro descrittore della pericolosità sismica, generalmente la PGA), caratterizzato da una prefissata probabilità di superamento in un dato periodo di tempo.

Le mappe di pericolosità sismica adottate dalla normativa vigente NTC 2018, costituiscono in tal senso l'esito degli studi di pericolosità condotti a scala nazionale, alle quali si deve la definizione del valore dell'accelerazione al suolo attesa, o in generale la distribuzione spaziale del valore del parametro assunto come indicatore della pericolosità sismica del sito di riferimento.

¹⁸ INGV: Istituto nazionale di Geofisica e Vulcanologia

¹⁹ Per la stesura del capitolo si faccia riferimento alle note bibliografiche: [6],[7]

4.1.2 PERICOLOSITA' O RISPOSTA SISMICA LOCALE

Il moto sismico individuato nelle condizioni di formazione rocciosa affiorante deve ora essere calato alle reali condizioni di sito e per mezzo di approfondimenti specifici, corretto degli effetti di sito o di amplificazione sismica locale.

Tali effetti sono rappresentativi delle alterazioni generate in termini di ampiezza, durata e contenuto in frequenza al segnale sismico che, durante l'attraversamento degli strati di terreno sovrastanti il *bedrock*, viene provocato dall'interazione delle onde sismiche con le specifiche condizioni di sito.

La variazione delle componenti subite dall'input sismico è attribuibile alla specifica risposta del sito, che è influenzata dalla risposta degli strati di terreni superficiali, dall'effetto di bordo (le onde alla frontiera sono riflesse dal contrasto di impedenza) o dalle caratteristiche topografiche.

Tali meccanismi determinano un'amplificazione locale delle azioni trasmesse dal terreno, che può essere sia positiva che negativa, per effetto delle suddette condizioni stratigrafiche e topografiche del sito.²⁰

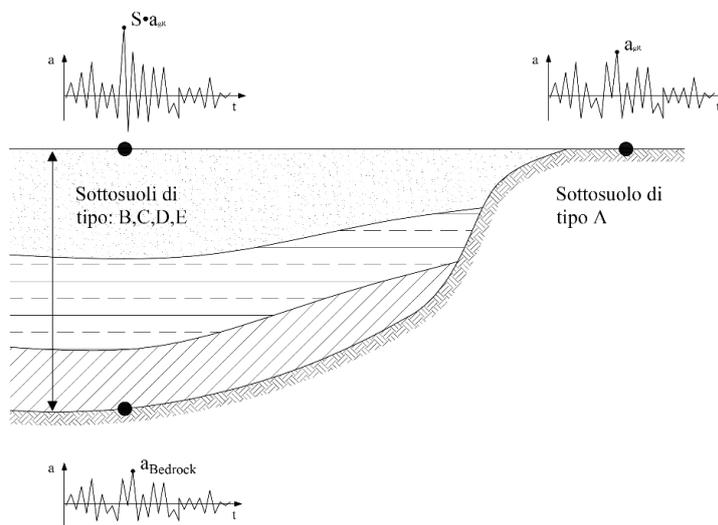


Figura 7 – Risposta sismica locale

²⁰ Per la stesura del capitolo si faccia riferimento alle note bibliografiche: [6],[7]

4.2 CLASSIFICAZIONE SECONDO EUROCODICE - EN 1998-5:2021

L'Eurocodice 8 (*Design of structures for earthquake resistance*), rappresenta la normativa di riferimento a scala europea in materia di progettazione sismica. È strutturata in sei parti ognuna delle quali dedicata ad aspetti mirati della progettazione:

- EN 1998-1 *General rules, seismic action and rules for building*, sono riportate indicazioni di carattere generico inerenti alla progettazione di opere civili, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- EN 1998-2 *Bridges*, sono riportate indicazioni relative alla progettazione di ponti e viadotti
- EN 1998-3 *Assesment and retrofitting of buildings*, viene affrontato il tema dell'esistente con particolare riferimento ad interventi di adeguamento e miglioramento.
- EN 1998-4 *Silos, tanks and pipelines*, sono riportate indicazioni relative alla progettazione di serbatoi e di infrastrutture logistiche.
- EN 1998-5 *Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*, definisce criteri ed approcci progettuali per la realizzazione di fondazioni di strutture soggette ad azione sismica, di opere di sostegno e problematiche connesse all'ambito geotecnico.
- EN 1998-6 *Towers, masts and chimneys*, sono contenute indicazioni relative alla progettazione di torri, antenne radio e ciminiere.

La necessità di disciplinare i molteplici aspetti del problema dinamico ha condotto all'introduzione in EC8²¹ (*EC8-Part 5*) di un capitolo (*chapter 8*) e un allegato (*Annex D*) interamente riservati alla tematica, in cui si riportano considerazioni e indicazioni di carattere generale sul tema e formule di calcolo da utilizzarsi nella definizione delle rigidità dinamiche per fondazioni superficiali e profonde, unitamente all'insieme dei casi per i quali un suo approfondimento sia richiesto.

²¹ EC8: Abbreviazione di Eurocodice 8

Le disposizioni normative si basano sul presupposto secondo cui gli effetti SSI possano essere scomposti e descritti come combinazione di due fenomeni fisici distinti:

- a) Effetti inerziali, riconducibili alla massa della struttura, responsabili di modifiche nella risposta dinamica della struttura, per effetto della variazione del periodo fondamentale e delle caratteristiche dissipative del sistema;
- b) Effetti cinematici, riconducibili al “trascinamento” delle strutture causato dalla deformabilità dei terreni, responsabili di variazioni nell’input sismico agente alla base della struttura rispetto alla condizione di campo libero (*Free Field*) e di modifiche dello stato tensionale negli elementi in fondazione.

La sezione 8 *soil structure interaction* individua specifiche casistiche per le quali un loro approfondimento opportuno.

In particolare, la valutazione degli effetti inerziali dovrebbe essere considerata per i seguenti casi:

- 1) Per tutti i sistemi strutturali nei quali ad un aumento del periodo fondamentale di vibrazione, per effetto del SSI, segua un incremento delle accelerazioni spettrali e quindi delle azioni sismiche di progetto;
- 2) Quando dagli spostamenti subiti dalla struttura dipenda la larghezza dei giunti sismici che dividono la costruzione dagli edifici limitrofi o altri criteri prestazionali;
- 3) Strutture fondate su terreni particolarmente deformabili per i quali la velocità media delle onde di taglio sia inferiore a 250 m/s;
- 4) Strutture sensibili agli effetti P- δ ;

Analogamente, la valutazione degli effetti cinematici dovrebbe essere considerata per:

- 1) Strutture con fondazioni profonde;
- 2) Fondazioni integrate nel terreno per una profondità di almeno due piani o ad una profondità maggiore di $L/4$, dove L è la dimensione maggiore della fondazione in pianta, con le superfici verticali di fondazione in aderenza con il terreno circostante;

- 3) spalle di ponti con terrapieni di grandi dimensioni, o ponti integrali senza specifiche disposizioni per minimizzare gli effetti SSI;
- 4) fondazioni con una o due grandi dimensioni in pianta (superiori a 50 m) costituite da un solaio, o da un'unica fondazione scatolare, o da solai interconnessi con tiranti.

4.3 IDENTIFICAZIONE DELLE CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

Partendo dal presupposto che non sempre sia possibile realizzare uno studio dell'amplificazione sismica locale, la normativa suggerisce approcci alternativi basandosi sull'osservazione che terreni affini per caratteristiche, producano alterazioni altrettanto simili del segnale.

La soluzione consiste nel prevedere per differenti tipologie di terreno, opportunamente categorizzate in classi, degli spettri di risposta normalizzati alla PGA in modo che sia possibile trascurare le variazioni descritte in termini di accelerazioni ed analizzare solo quelle indotte alla forma dello spettro. ²²

Durante la transizione da substrati rigidi a terreni progressivamente più deformabili, si assiste ad una deamplificazione maggiore del segnale e ad una traslazione dei picchi dello spettro verso periodi più elevati. Come evidenziato dagli studi condotti da Seed et al. (1976) i terreni deformabili amplificano le basse frequenze e deamplificano le alte frequenze.

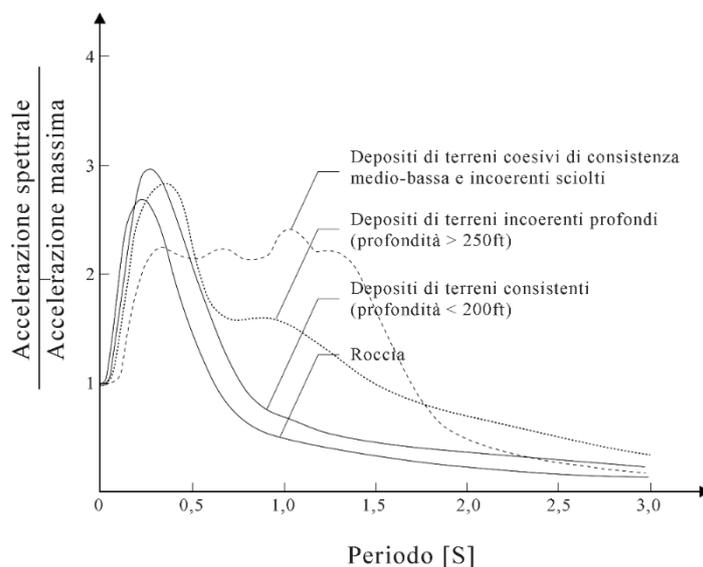


Figura 8 - Accelerazione media spettrale per differenti condizioni di sito, Seed et al. 1976

²² Per la stesura del capitolo si faccia riferimento alle note bibliografiche: [6],[7]

Le indicazioni di normativa raccolgono tali evidenze prevedendo l'azione sismica su terreni ad elevata deformabilità sia caratterizzata da un incremento dell'accelerazione di picco al suolo e al tempo stesso, abbia una forma spettrale con traslazione dei massimi verso periodi più elevati.

Il parametro descrittore della deformabilità del terreno è il modulo di rigidezza di taglio G , o in alternativa la velocità di propagazione delle onde di taglio V_s .

Dall'altro canto, si osserva che per entrambe le grandezze il valore assunto sia dipendente dalla profondità considerata, in relazione alla composizione stratigrafica e alle condizioni di confinamento del terreno. Il concetto di variabilità può essere superato considerando un parametro che sia rappresentativo della media delle velocità delle onde di taglio. Con riferimento alla configurazione geotecnica reale ciò si realizza definendo uno strato omogeneo equivalente di terreno, di altezza pari allo spessore della stratigrafia e con una velocità delle onde di taglio pari al rapporto dello spessore complessivo del deposito e il tempo totale impiegato dalle onde sismiche per attraversare ciascuno strato.

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Dove:

h_i : spessore dell'*i*-esimo strato

$V_{s,i}$: velocità delle onde di taglio nell'*i*-esimo strato

N : numero di strati

H : spessore dello strato omogeneo equivalente di terreno considerato

La dipendenza del parametro $V_{s,eq}$ dallo spessore di terreno analizzato dovrebbe, a rigore, motivarne l'estensione sino al raggiungimento della profondità del basamento roccioso. Tuttavia, si è osservato che le variazioni più importanti del segnale sismico avvengano in uno spessore ristretto di sottosuolo, motivo per il quale si limita convenzionalmente lo studio ai primi 30 m di profondità.

In accordo con quanto appena detto, la normativa identifica nella grandezza $V_{s,eq}$ (velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio) il parametro descrittore della deformabilità di un terreno.

In relazione al valore assunto dal parametro, la normativa suggerisce cinque categorie di sottosuolo, che possono considerarsi omogenee in termini di risposta sismica locale.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Figura 9 - Categorie di sottosuolo da impiegarsi per la definizione degli effetti di risposta sismica locale, secondo NTC2018

4.4 SPETTRI DI RISPOSTA ORIZZONTALE

La normativa definisce criteri specifici alla rappresentazione dell'azione sismica e che si differenziano in funzione del metodo di analisi adottato. In relazione al fatto che l'equilibrio della struttura sia trattato staticamente o dinamicamente le azioni indotte dal moto sismico possono essere modellate sia attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia attraverso storie temporali del moto del terreno.²³

Con riferimento all'analisi dinamica lineare eseguita per l'approfondimento del caso di studio le azioni sismiche sono state modellate sulla base di spettri risposta elastici in accelerazione, le cui componenti orizzontali del moto sismico $S_e(T)$ sono definite da normativa con le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B & \quad S_e(T) = a \cdot S \cdot \eta \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C & \quad S_e(T) = a \cdot S \cdot \eta \\ T_C \leq T \leq T_D & \quad S_e(T) = a \cdot S \cdot \eta \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ T_D \leq T & \quad S_e(T) = a \cdot S \cdot \eta \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \end{aligned}$$

Per le quali:

- T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura;
- S è il parametro attraverso cui, in via semplificata, tenere conto degli effetti di risposta sismica locale e delle condizioni topografiche afferenti al sito considerato

$$S = S_s \times S_t$$

- η è il fattore attraverso cui operare correzioni dello spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscoso convenzionali ξ diversi dal 5%:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0.55$$

- F_0 è il valore di massima amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- a_g è l'accelerazione di picco al suolo attesa per il sito di riferimento;
- T_B, T_C sono i periodi corrispondenti all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione e velocità costante, o altresì gli estremi del tratto ad accelerazione costante della funzione spettrale $S_e(T)$:

$$T_c = C_c \times T_c^*, T_B = T_c / 3$$

²³ Per la stesura del capitolo si faccia riferimento alle note bibliografiche: [6],[7]

- T_D è il periodo corrispondente per la funzione spettrale $S_{ed}(T)$ all'inizio del ramo a spostamento costante.

$$T_D = 4.0 * \frac{a_g}{g} + 1.6$$

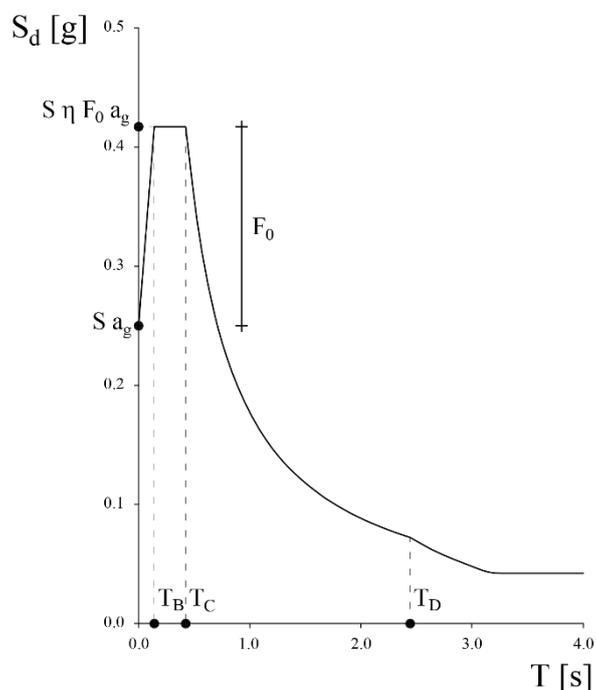


Figura 10 – Spettro di risposta elastico in accelerazione

Il fattore S_S è il parametro attraverso cui la normativa, facendo seguito alle osservazioni precedentemente discusse, valuta gli effetti di amplificazione stratigrafica. Il valore del parametro non è costante ma si modifica, in relazione alla classe di terreno considerata, secondo formule subordinate al valore dell'accelerazione di picco $\frac{a_g}{g}$ e del fattore di amplificazione F_0 . Esaminando le diverse curve, si nota un andamento non lineare delle leggi descrittive il fattore S_S ; a cui corrispondono amplificazioni maggiori per eventi sismici di intensità medio-bassa e di contro amplificazioni minori per eventi di elevata intensità.

Il fattore S_T è il parametro attraverso cui la normativa, in via approssimata, valuta gli effetti di amplificazione topografica.

Il parametro è definito sulla base della specifica configurazione topografica e ubicazione della struttura o dell'intervento. In relazione al fatto che la costruzione sia costruita sopra o in prossimità di pendii o rilievi con inclinazione superiore ai 15° , la normativa individua

4 categorie topografiche distinte per valore massimo che il coefficiente di amplificazione topografica può assumere. Il fattore decresce linearmente con l'altezza del pendio o rilievo fino alla base, punto in cui si assume valore unitario.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Figura 11 - Categorie e valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica secondo NTC2018

5 MODELLI PER L'ANALISI DELL'INTERAZIONE TERRENO -STRUTTURA

L'analisi dei fenomeni di interazione terreno-struttura (SSI) richiede la valutazione degli effetti generati per reciproca influenza del sistema terreno, fondazione e sovrastruttura. Tali effetti sono rappresentati dall'insieme delle variazioni in cedimenti, stato deformativo e di sforzo che un organismo strutturale, alla luce delle forze d'inerzia scambiate e dei cinematismi generati, può subire, durante uno specifico evento sismico, a causa dell'interazione collettiva di questi sistemi. Ne segue una forte dipendenza della risposta strutturale dalle caratteristiche di deformabilità del terreno e di rigidità degli elementi strutturali e di fondazione.²⁴

Lo studio del fenomeno SSI richiede che per ogni punto localizzato all'interfaccia del sistema terreno-fondazione siano garantite le condizioni di equilibrio e di congruenza. A questo proposito è indispensabile idealizzare il comportamento dei due sistemi con schemi semplificati che ne consentano l'analisi.

La scelta dei modelli deve assicurare quanto più possibile la fedeltà della risposta al comportamento reale, allo stesso modo la scelta dei parametri caratterizzanti deve avvenire sulla base di specifiche correlazioni con grandezze fisiche preliminarmente misurate.

La valutazione dei fenomeni SSI può essere eseguita con una delle seguenti strategie di indagine:

- Approcci analitici o teorici, connessi alla definizione di schemi semplificati con cui rappresentare il comportamento del terreno.
- Approcci sperimentali o di laboratorio, connessi all'esecuzione di prove sperimentali a media e grande scala.
- Approcci numerici, a cui si lega l'utilizzo dei moderni programmi di calcolo.

²⁴ Per la stesura dei capitoli seguenti si faccia riferimento alle note bibliografiche: [9],[15]

5.1 APPROCCI TEORICI

Tra le tecniche teoriche, talvolta caratterizzate dall'adozione di forti ipotesi semplificative, è opportuno annoverare i tradizionali metodi della situazione limite (il terreno è supposto dotato di infinito contrasto di rigidità rispetto la struttura o viceversa), della rigidità equivalente e i più recenti metodi ibridi delle impedenze suggeriti da (Gazetas, 1991) e da (Wolf & Deeks, 2004).

Dei metodi menzionati si farà particolare riferimento alla storica trattazione della trave su suolo elastico o propriamente detto metodo alla Winkler, ed al sopracitato metodo delle impedenze di (Gazetas, 1991) in quanto costituisce il modello di riferimento adottato per la conduzione del lavoro proposto in questa tesi.

5.1.1 TRAVE ELASTICA SU SUOLO ELASTICO ALLA WINKLER

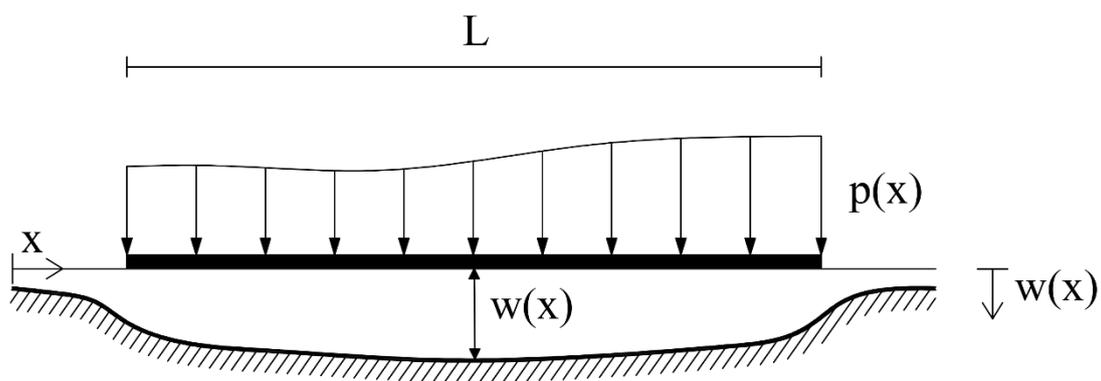


Figura 12 – Schema della trave elastica su suolo elastico alla Winkler, deformata reale del terreno

L'equazione differenziale che descrive il comportamento della struttura di fondazione è l'equazione della trave inflessa:

$$Ej \frac{d^4 w}{dx^4} = [q(x) - p(x)]B$$

Dove w è lo spostamento verticale registrato dal generico punto all'interfaccia terreno-fondazione, E è il modulo di elasticità normale o modulo di Young del materiale

costituente la fondazione, j è il momento di inerzia della sezione della trave e B è la larghezza della fondazione.

Il modello di Winkler descrive il comportamento del terreno con una relazione lineare degli spostamenti registrati in qualsiasi punto della superficie (w) e la distribuzione delle pressioni di contatto fornite dal terreno (p), a prescindere dalla presenza di altri carichi esterni applicati.

L'assunzione di una risposta meccanica descritta da leggi elastiche-lineari deriva dalla storica necessità di limitare gli sforzi computazionali associati alla trattazione del problema.

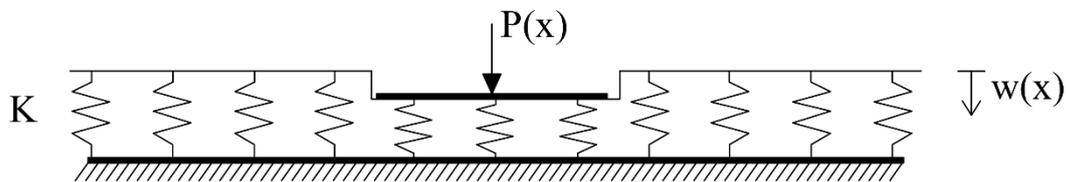


Figura 13 – Modello di Winkler

Dal punto di vista meccanico, la modellazione alla Winkler prevede di simulare l'interazione terreno-struttura attraverso un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti, caratterizzate da una relazione lineare tra il cedimento di un punto e la reazione del terreno agente nello stesso punto.

$$p(x) = k \cdot w(x)$$

Dove k è la grandezza invariabile di proporzionalità definita come costante di sottofondo o di Winkler [N/m^3], ottenuta come rapporto del carico agente e del cedimento registrato. Sostituendo la (2) nella (1) otteniamo:

$$Ej \frac{d^4 w}{dx^4} + kBw(x) = q(x)B$$

l'equazione differenziale che descrive il comportamento della trave elastica su suolo elastico alla Winkler. La cui risoluzione ci consente di determinare il campo degli spostamenti $w(x)$ e in secondo luogo le sollecitazioni di momento flettente $M(w'')$ e taglio $V(w''')$ agenti sulla trave.

Il metodo alla Winkler resta ancora oggi una delle tecniche di modellazione più diffuse per lo studio dei fenomeni di interazione terreno-struttura. Il motivo risiede nella sua versatilità e semplicità di utilizzo, ovvero la velocità di risoluzione offerta dalle sue applicazioni analitiche in algoritmi di calcolo.

Il principale svantaggio risiede invece nelle incertezze introdotte nella definizione dei parametri analizzati, per le quali la costante k rappresenta l'elemento di maggiore criticità nonché nell'ipotesi di indipendenza della risposta delle singole molle che non coglie l'interdipendenza dei cedimenti nel volume di terreno soggetto al carico applicato.

Se da un lato, risulta estremamente difficile giungere ad una definizione accurata del parametro, dall'altro, si osserva che l'entità delle sollecitazioni individuate con la trattazione alla Winkler non sia eccessivamente sensibile ai valori di k . Per questo motivo spesso si cerca di ovviare alle incertezze connesse all'esatta definizione del parametro, assumendo un range di valori attorno a quello ottenuto dalla stima.

5.1.2 MODELLO A MOLLE E SMORZATORI CONCENTRATI, METODO ALLA GAZETAS

Sottraendosi alla specificità dei singoli metodi presenti in letteratura, in questo tipo di modello il sistema accoppiato terreno-fondazione è modellato per mezzo di una serie finita di elementi bidimensionali ognuno dei quali dotato di relativa massa, molle elastiche e smorzatori viscosi concentrati. Mentre con la schematizzazione del terreno in molle dinamiche (impedenze) è possibile simulare le caratteristiche di deformabilità del terreno sottostante, l'ausilio di smorzatori viscosi consente di riprodurre e considerare i fenomeni di dissipazione energetica.

Con riferimento al modello formulato da (Gazetas, 1991), la presenza del terreno di fondazione è simulata attraverso l'inserimento di sei impedenze disaccoppiate, una per ogni grado di libertà di cui è dotata la fondazione.

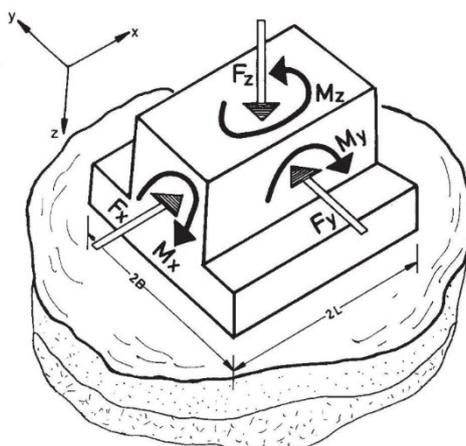


Figura 14 – Blocco rigido di fondazione dotato dei suoi sei gradi di libertà

Ogni impedenza è ottenuta come combinazione in parallelo di una molla elastica (*spring*) e di uno smorzatore(*dashpot*). Il parametro descrittivo della rigidità della molla così come l'entità dello smorzamento è legato alla geometria della struttura di fondazione (2B,2L e D), alle grandezze geotecniche del terreno (G0 o Vs e v) e alla frequenza dell'impulso dinamico agente.

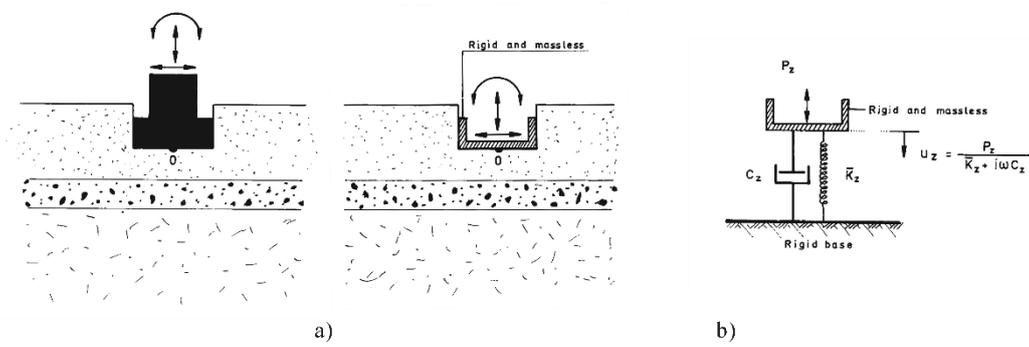


Figura 15 – a) Sistema fondazione-struttura, b) Interpretazione fisica delle rigidità dinamiche k e del coefficiente di smorzamento C per una fondazione soggetta a vibrazioni verticali.

Se da un lato la semplicità di utilizzo e la possibilità di essere impiegato per la risoluzione di problemi di tipo statico e dinamico ne hanno favorito il largo utilizzo nella pratica professionale, dall'altro è bene notare due grandi criticità insite nella tecnica: (1) l'indipendenza reciproca delle impedenze appartenenti ad elementi diversi della stessa struttura di fondazione; (2) l'adozione di legami costitutivi elastici-lineari che governano il comportamento delle rigidità dinamiche.

Diversi autori si sono cimentati nello studio di espressioni atte a fornire il valore di tali impedenze, per questo lavoro si è scelto di utilizzare quelle suggerite dallo stesso Gazetas. Di seguito si riportano le espressioni indicate dall'autore per il caso di fondazioni superficiali infinitamente rigide.

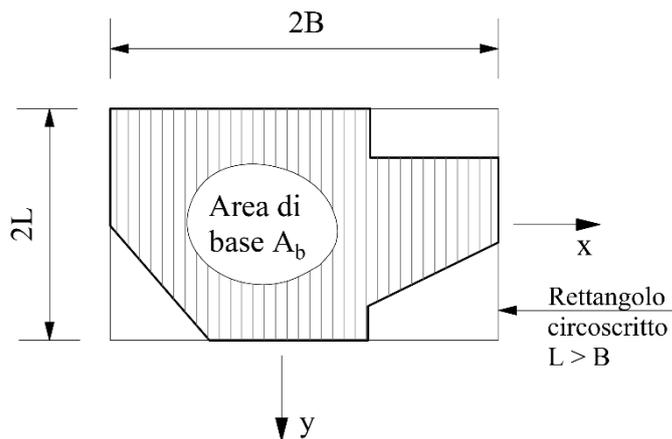
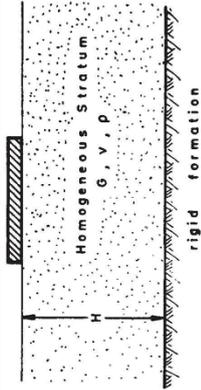
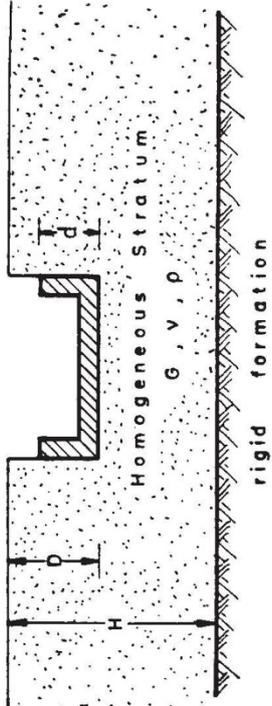


Figura 16 – Pianta di base della fondazione



Foundation Shape	Circular Foundation of Radius $B = R$	Rectangular Foundation $2B$ by $2L$ ($L > B$)	Strip Foundation $2L \rightarrow \infty$
Static stiffnesses, K	$K_z = \frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1.3 \frac{R}{H} \right)$ $K_y = \frac{8GR}{2-\nu} \left(1 + 0.5 \frac{R}{H} \right)$ $K_x = K_y$ $K_{rx} = \frac{8GR}{3(1-\nu)} \left(1 + 0.17 \frac{R}{H} \right)$ $K_{ry} = K_{rx}$ $K_t = \frac{16}{3} GR^3 \left(1 + 0.10 \frac{R}{H} \right)$	$K_z = \frac{2GL}{1-\nu} \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{B}{L} \right)^{3/4} \right] \left(1 + \frac{\frac{B}{H}}{0.5 + \frac{B}{L}} \right)$ <ul style="list-style-type: none"> • • • • 	$\frac{K_z}{2L} \approx \frac{0.73G}{1-\nu} \left(1 + 3.5 \frac{B}{H} \right)$ $\frac{K_y}{2L} \approx \frac{2G}{2-\nu} \left(1 + 2 \frac{B}{H} \right)$ $\frac{K_{rx}}{2L} = \frac{\pi GB^2}{2(1-\nu)} \left(1 + 0.2 \frac{B}{H} \right)$
Dynamic stiffness coefficients, $K(\omega)$	$k_z = k_z(H/R, a_0)$ is obtained from Graph III-1 $k_y = k_y(H/R, a_0)$ is obtained from Graph III-1 $k_x(H/R) \approx k_s(\infty)$ $\alpha = r_x, r_y, t$	$k_z = k_z(H/B, L/B, a_0)$ is plotted in Graph III-2 for rectangles and strip	$k_y = k_y(H/B, a_0)$ is obtained from Graph III-3 $k_{rx}(H/R) \approx k_{rx}(\infty)$
Radiation dashpot coefficients, $C(\omega)$	$C_z(H/B) \approx 0$ at frequencies $f < f_c$, regardless of foundation shape $C_z(H/B) \approx 0.8C_z(\infty)$ at $f \geq 1.5f_c$ At intermediate frequencies: interpolate linearly. $f_c = \frac{V_{Ls}}{4H}$, $V_{Ls} = \frac{3.4V_s}{\pi(1-\nu)}$ $C_y(H/B) \approx 0$ at $f < \frac{2}{3}f_c$; $C_y(H/B) \approx C_y(\infty)$ at $f > \frac{2}{3}f_c$ At intermediate frequencies: interpolate linearly. $f_s = V_s/4H$. Similarly for C_x $C_{rx}(H/B) \approx 0$ at $f < f_c$; $C_{rx}(H/B) \approx C_{rx}(\infty)$ at $f > f_c$. Similarly for C_{ry} $C_t(H/B) \approx C_t(\infty)$		

Figura 17 – Espressioni per il calcolo delle impedenze per fondazioni superficiali infinitamente rigide



Foundation Shape		Circular Foundation of Radius R	Strip Foundation
Static stiffnesses, K	Vertical	$K_{z,emb} \approx K_{z,sur} \left(1 + 0.55 \frac{d}{R}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R}\right) \frac{D}{H-D}\right]^{\dagger}$	$K_{z,emb} \approx K_{z,sur} \left[1 + 0.2 \left(\frac{d}{B}\right)^{2/3}\right] \left(1 + 3.5 \frac{B}{H-D}\right)$
	Horizontal, y or x	$K_{y,emb} \approx K_{y,sur} \left(1 + \frac{d}{R}\right) \left(1 + 1.25 \frac{D}{H}\right)^{\dagger}$	$K_{y,emb} \approx K_{y,sur} \left(1 + 0.5 \frac{d}{B}\right) \left(1 + 1.5 \frac{D}{H}\right)$
	Rocking, rx or ry	$K_{rx,emb} \approx K_{rx,sur} \left(1 + 2 \frac{d}{R}\right) \left(1 + 0.65 \frac{D}{H}\right)$	$K_{rx,emb} \approx K_{rx,sur} \left(1 + \frac{d}{B}\right) \left(1 + 0.65 \frac{D}{H}\right)$
	Coupled swaying-rocking	$K_{yrx,emb} \approx \frac{1}{3} d K_{y,emb}$	$K_{yrx,emb} \approx \frac{1}{3} d K_{y,emb}$
	Torsional	$K_t,emb \approx K_{t,sur} \left(1 + 2.67 \frac{d}{R}\right)$	—
Dynamic stiffness coefficients, k(ω)	The relationships between k_{emb} and k_{sur} follow approximately the same pattern as those between embedded and surface foundation on a homogeneous halfspace. Therefore, use the results of Table 15.2 as a first approximation.		
Radiation dashpot coefficients, C(ω)	C_{emb} exceeds C_{sur} by an amount that depends on the geometry of the sidewall-soil contact surface and is practically independent of the presence or absence of a rigid base at shallow depths. Therefore, use the results of Table 15.2, but with C_{sur} corresponding to the layered profile and thus obtained according to Table 15.3 (approximate guideline).		

Figura 18 - Espressioni per il calcolo delle impedenze per fondazioni superficiali infinitamente rigide

5.2 APPROCCIO SPERIMENTALE

L'approccio sperimentale unitamente ai programmi di calcolo numerico costituisce uno degli strumenti più accurati con cui rappresentare l'elevato numero di fattori coinvolti nello studio del comportamento dinamico del sistema terreno-struttura.

L'approccio sperimentale può interessare la realizzazione di modelli a scala ridotta da sottoporre a prove su tavola vibrante o in centrifuga e di modelli su scala reale opportunamente strumentati e monitorati. Ai primi (modelli a scala ridotta), si attesta una maggiore diffusione principalmente imputabile al loro basso costo di esecuzione, nonché alla possibilità di servirsene come strumento volto al supporto e alla verifica dei tradizionali modelli analitici.

Ai secondi (modelli in scala reale) è invece associato il vantaggio di non presentare problemi per effetti di scala, di contro sono associati diversi svantaggi quali l'elevato costo, la possibilità che non si verifichino input dinamici e le incertezze sulle condizioni al contorno (Riga2006).

5.3 APPROCCIO NUMERICO

Si tratta di un approccio che si riconduce all'utilizzo dei moderni programmi di calcolo (FEM, BEM, FDM, DEM) che consentono di analizzare il problema dinamico considerandone la molteplicità dei fattori coinvolti, al finito delle condizioni al contorno e di utilizzare legami costitutivi del terreno più aderenti alla realtà sperimentale (Nova, 2002) (Wood, 2004).

Pertanto, rendono possibile la schematizzazione del comportamento degli elementi analizzati attraverso legami costitutivi di tipo elastico non lineare e persino modelli reologici descritti da leggi elasto-plastiche inelastici.

In secondo luogo, la crescente facilità di impiego dei metodi numerici resa possibile dalla rapida evoluzione delle capacità di calcolo dei personal computer, fa sì che vada limandosi lo storico vantaggio connesso alla prerogativa più importante dei metodi teorici, vale a dire la semplicità.

6 IL CASO STUDIO DELL’ISTITUTO COMPRENSIVO “MATTEO NUTI” A FANO

Il presente lavoro mostra i risultati di uno studio parametrico condotto per investigare gli effetti dell’interazione terreno-struttura sul comportamento sismico dell’istituto comprensivo “Matteo Nuti”. Per semplicità e coerenza espositiva l’intero processo di studio verrà schematizzato come risultato di cinque fasi distinte:

- Fase 1: Rassegna della documentazione esistente e disponibile;
- Fase 2: Dati in input e Modellazione;
- Fase 3: Caratterizzazione geotecnica e dinamica dei terreni;
- Fase 4: Analisi del modello e verifiche di vulnerabilità per azioni sismiche;
- Fase 5: Discussione dei risultati ottenuti

6.1 RASSEGNA DELLA DOCUMENTAZIONE ESISTENTE E DISPONIBILE

6.1.1 ANALISI STORICO-CRITICA

Alla luce dell’analisi storico-critica da terzi eseguita e delle ricerche personalmente condotte presso l’archivio comunale di Fano è stato possibile ricostruire il processo di realizzazione e le modificazioni subite dalla costruzione nel corso del tempo. Conoscenze che si sono rivelate essenziali ai fini della corretta definizione del sistema strutturale esistente e quindi del suo stato di sollecitazione.

Dalle informazioni acquisite è emerso che il manufatto sia stato costruito in due stralci successivi, sulla base di una progettazione architettonica realizzata a cura dell’Ing. Antonio Travostini.

Di seguito, si riporta brevemente e secondo ordine cronologico l’elenco dei principali eventi, di carattere tecnico e amministrativo, che hanno interessato l’opera e di cui si è giunti a conoscenza:

- 17.12.1970 data di presentazione della denuncia preliminare di inizio lavori alla prefettura di Pesaro da parte della ditta costruttrice Giulio Palazzi;

- 28.07.1972 redazione da parte dell’Ing. Teodoro Benini della relazione sullo stato di avanzamento dei lavori;
- 25.01.1973 redazione del Certificato di Regolare Esecuzione con riferimento ai lavori condotti per l’esecuzione del primo stralcio;
- 05.06.1973 esecuzione del Collaudo statico;
- Nel 29.01.1977 si ha l’esecuzione da parte dell’Ing. Vittorio Luzi responsabile dell’ufficio tecnico comunale della perizia per l’esecuzione del secondo segmento dei lavori riguardante la costruzione dell’ala sinistra del manufatto rispetto l’ingresso.

I disegni costruttivi originali relativi al primo segmento dei lavori (ala Nord-Est) risultano non presenti in archivio, salvo la disponibilità di un’unica tavola di carpenteria redatta in data 19.02.1971 dall’Ing. Giuseppe Giovannetti. Al contrario risultano presenti i disegni di carpenteria originali relativi al secondo stralcio dei lavori (Ala Sud-Ovest) e dai quali è stato possibile desumere informazioni di carattere geometrico e costruttivo degli elementi strutturali.

È bene precisare che le due ali poiché dotate di fondazioni distinte e distanziate da idoneo giunto sismico, sono assibili a due organismi strutturali indipendenti.

Motivo per il quale si è deciso di condurre lo studio parametrico con riferimento ad una soltanto delle due parti sopracitate. In particolare, si è scelto di analizzare l’ala più recente del complesso realizzata negli anni 1971/72 durante il secondo stralcio dei lavori.

6.1.2 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

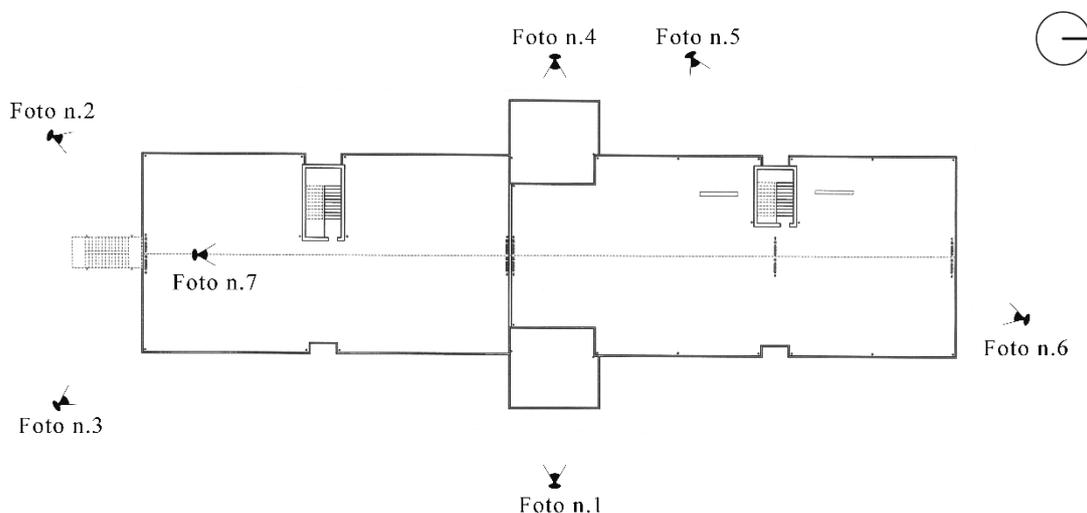


Figura 19 – Inquadramento punti fotografici



Foto n. 1



Foto n. 2



Foto n. 3



Foto n. 4



Foto n. 5



Foto n. 6

Il plesso scolastico localizzato a nord-ovest del centro storico di Fano, ad un'altitudine di circa 14 m s.l.m., si articola su 4 piani fuori terra per altezza complessiva di 15 m.

I vari livelli, di circa 1400m² di estensione ciascuno, sono raggiunti da due scale interne che si sviluppano ininterrottamente per tutta l'altezza dell'edificio consentendo l'accesso sino in copertura, in corrispondenza della quale emergono sormontate da torrini.

Sul lato sinistro del manufatto è presente una scala antincendio in acciaio dotata di completa autonomia strutturale e distanziata dalla costruzione da idoneo giunto sismico.

Come accennato, l'edificio si compone di due corpi fabbrica distinti per fase di realizzazione/concezione strutturale e che si collocano rispettivamente a Nord (primo stralcio) e Sud (secondo stralcio) dell'ingresso principale.

Il primo livello seminterrato ospita locali adibiti al servizio della comunità locale e spazi riservati all'utilizzo dei volontari del pronto soccorso. Ambienti ai quali è possibile accedere autonomamente dall'esterno per mezzo di una scala ed una rampa per persone con ridotta capacità motoria.

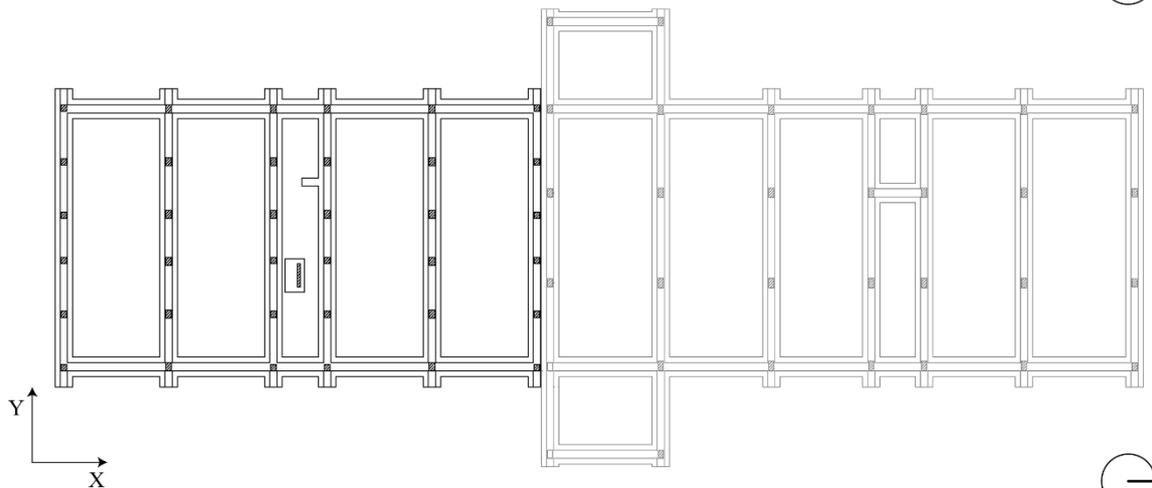
Nella parte centrale del primo livello invece trovano posto locali riservati ad un centro per l'infanzia, anch'esso dotato di accesso indipendente per mezzo di rampa carrabile.

I restanti livelli sono riservati ad aule e spazi dedicati alle attività didattiche dell'Istituto Comprensivo Statale “Matteo Nuti”, a cui è possibile accedere da entrambi i lati dell'edificio per mezzo di scale esterne protette da portico e che conducono all'atrio principale.

Dal punto di vista strutturale (con riferimento alla sola parte più recente), l'organismo si compone di struttura intelaiata in c.a. con solai di piano e di copertura in latero-cemento gettati in opera.

I solai, di altezza pari a 25cm (20+5), sono realizzati in latero cemento con blocchi di laterizio di larghezza 40cm conformati in maniera tale da fungere da cassaforma per il travetto che presenta una larghezza di 7/8 cm. Le barre di armature impiegate per la realizzazione degli elementi strutturali sono di tipo FeB44K ad aderenza migliorata.

Pianta delle fondazioni



Pianta solaio tipo

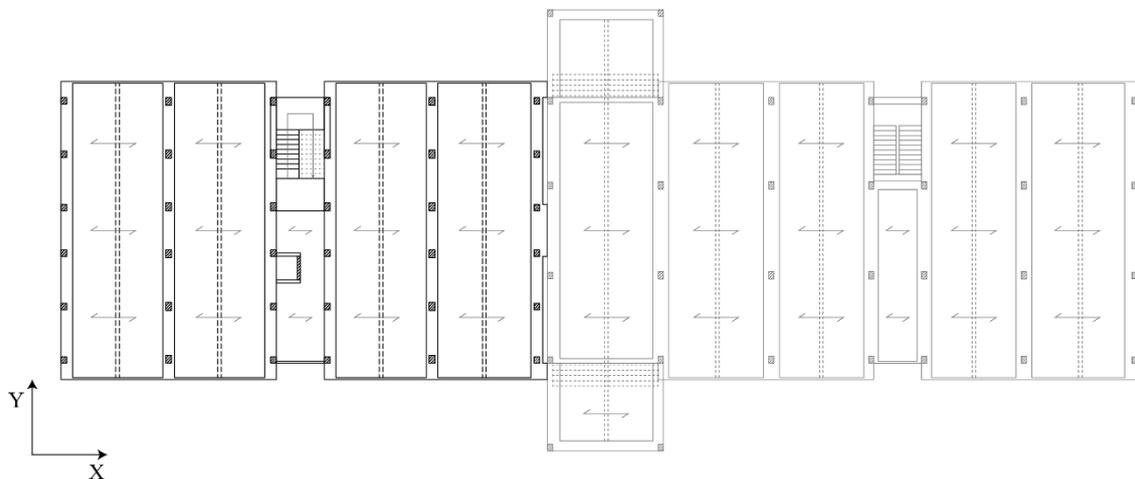


Figura 19 – Ala sinistra, edificio di più recente costruzione e oggetto di studio: a) Pianta delle fondazioni, b) Pianta solaio tipo

La maglia strutturale, dotata di simmetria bilaterale, non eccede in estensione i 7.20×3.30 m² ed è costituita da 6 campate in direzione X e altrettante in direzione Y. Le campate in direzione Y sono simmetriche rispetto all'asse passante per il vano scale.

I pilastri presentano sezione quadrata e rettangolare che rastremano al progredire dell'altezza; l'armatura è generalmente costituita da barre longitudinali di diametro compreso tra $\varnothing 14/18$, in funzione della posizione dell'elemento, e staffe $\varnothing 8$ con passo di 20cm.

Le travi principali interne, tutte a spessore di solaio, sono ordite in direzione Y parallelamente al lato corto dell'edificio e terminano ai vari livelli con uno sbalzo di

estremità di lunghezza pari a 1m. In relazione al fatto che siano elementi a sbalzo o meno, le travi possiedono rispettivamente sezioni a T oppure rettangolari e sono dotate di quantitativi di armatura variabili dipendenti dalla posizione dell'elemento.

In direzione X la continuità strutturale viene garantita da velette di parapetto in c.a. di altezza pari a 1.8m e spessore 12cm, sulle quali insistono pareti vetrate formate da sistemi modulari di infissi. Lo schema descritto si ripete per ogni livello dell'edificio.

I tamponamenti esterni sono formati da blocchi in laterizio ($s = 26\text{cm}$) intonacati su ogni lato.

Le scale interne, interconnesse al telaio strutturale, sono realizzate con solette rampanti che si collegano ad ogni livello con pianerottoli di piano di altezza pari a 25cm. Per ogni elevazione sono inoltre presenti delle travi, con funzione irrigidente, che agevolano la ripartizione dei carichi trasmessi dai pianerottoli sugli elementi verticali.

Le strutture di fondazione, stando ai disegni di progetto originali, sono formate da sei travi rovesce disposte in direzione Y rese solidali dalla presenza di altre due travi rovesce ordite in direzione X disposte in prossimità dei margini esterni dell'edificio. Tuttavia, è bene sottolineare che delle fondazioni non si disponga di alcuna informazione relativa ai dettagli costruttivi.

Si riporta per ultimo la presenza di un giunto tecnico di spessore pari 2cm che separa la parte recente del fabbricato da quella più datata.

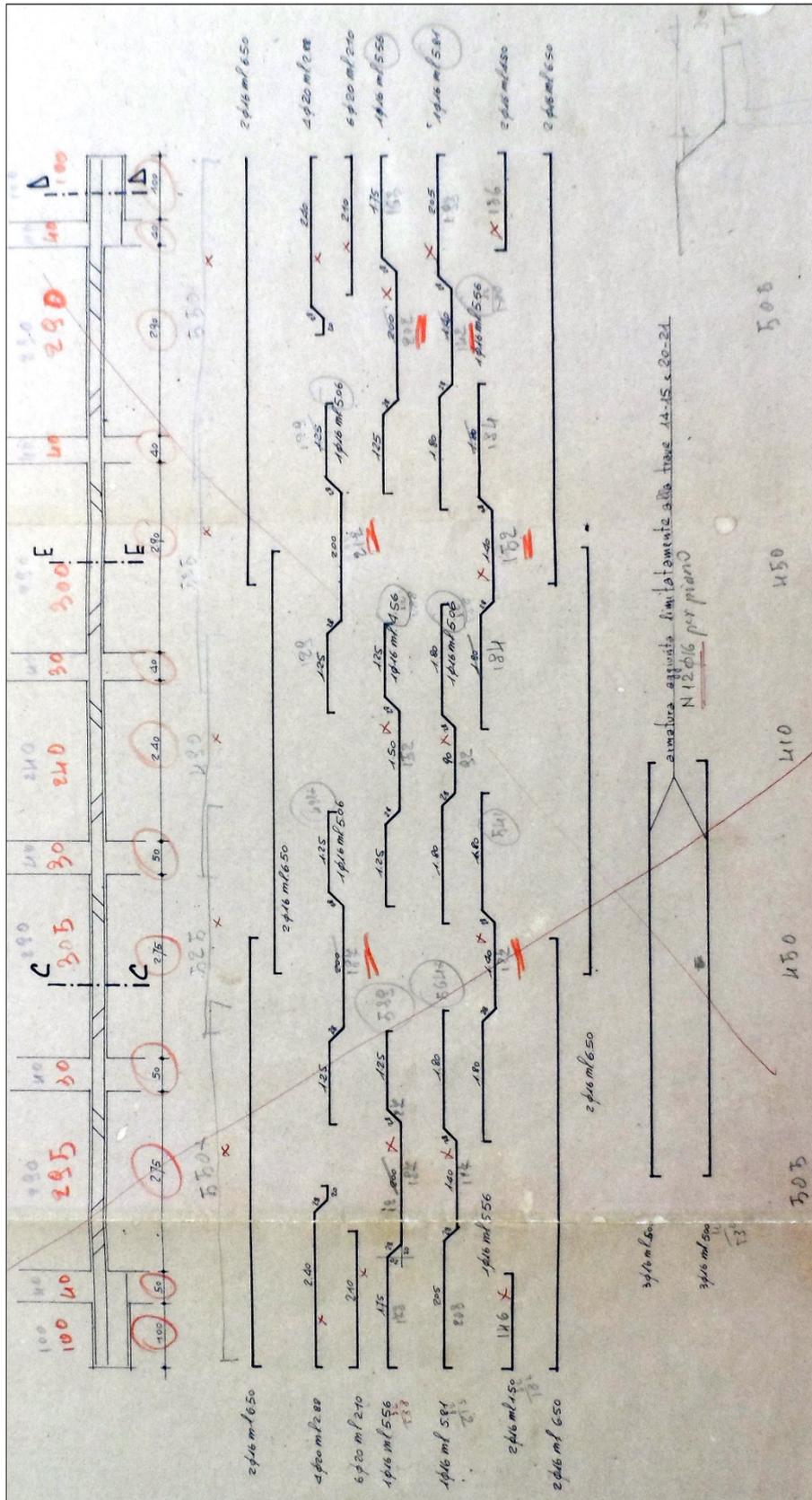


Figura 20 – Carpenteria travata tipo ordita in direzione Y.

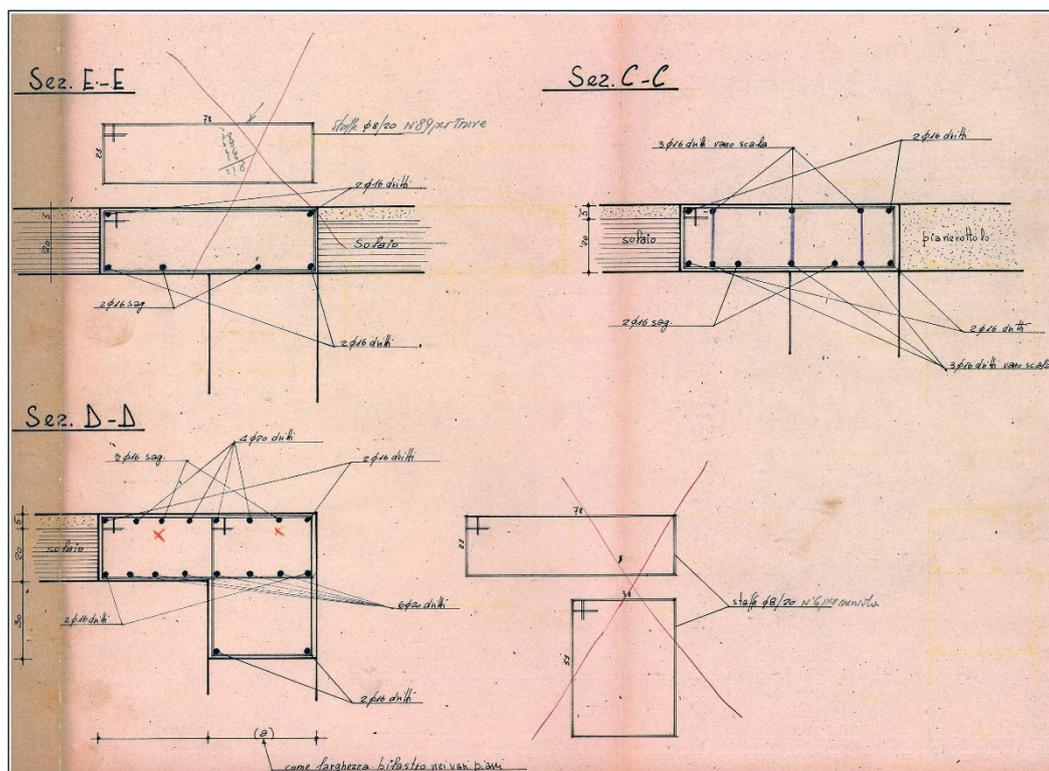
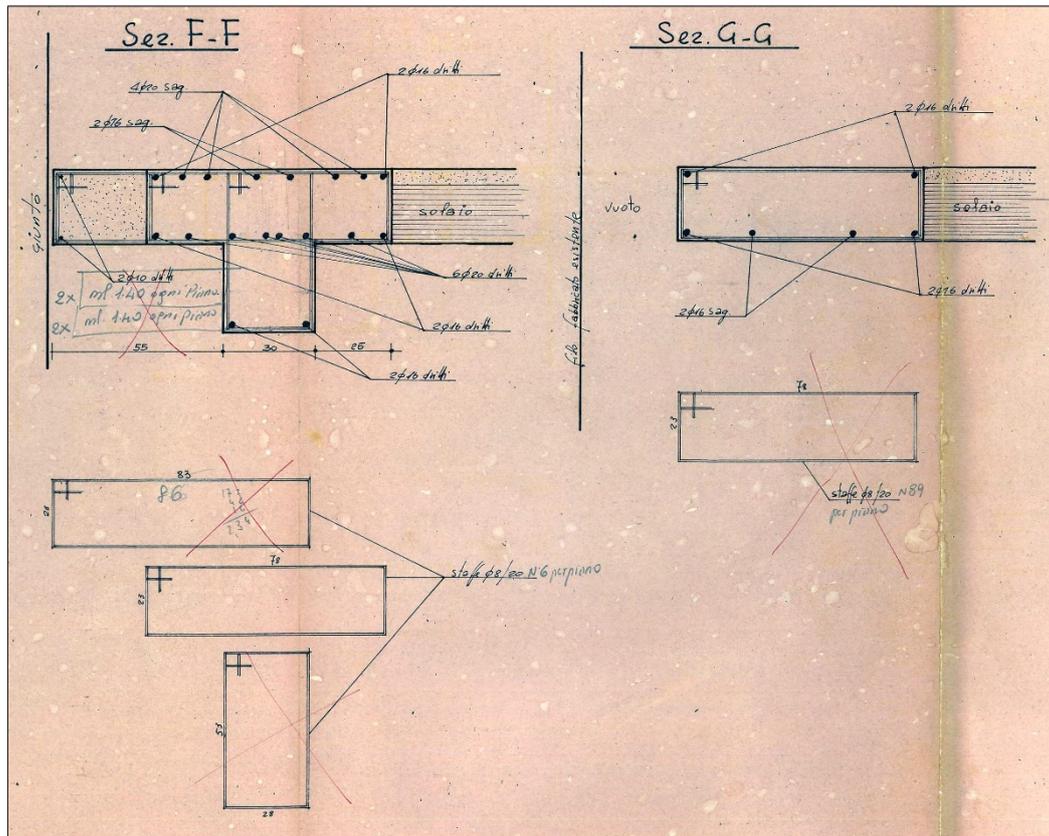


Figura 21 – Particolari costruttivi elementi trave.

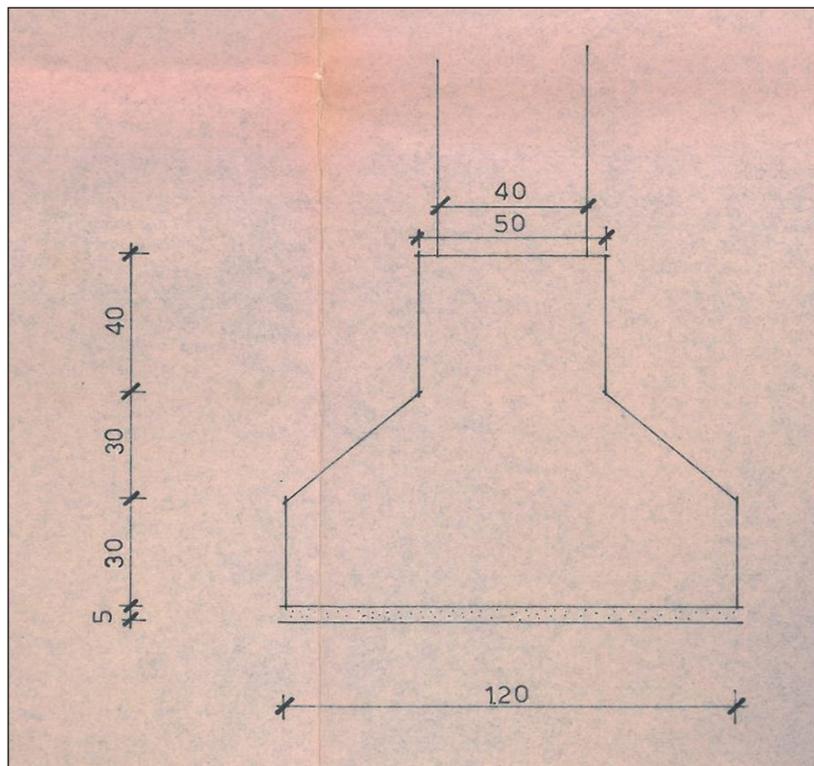
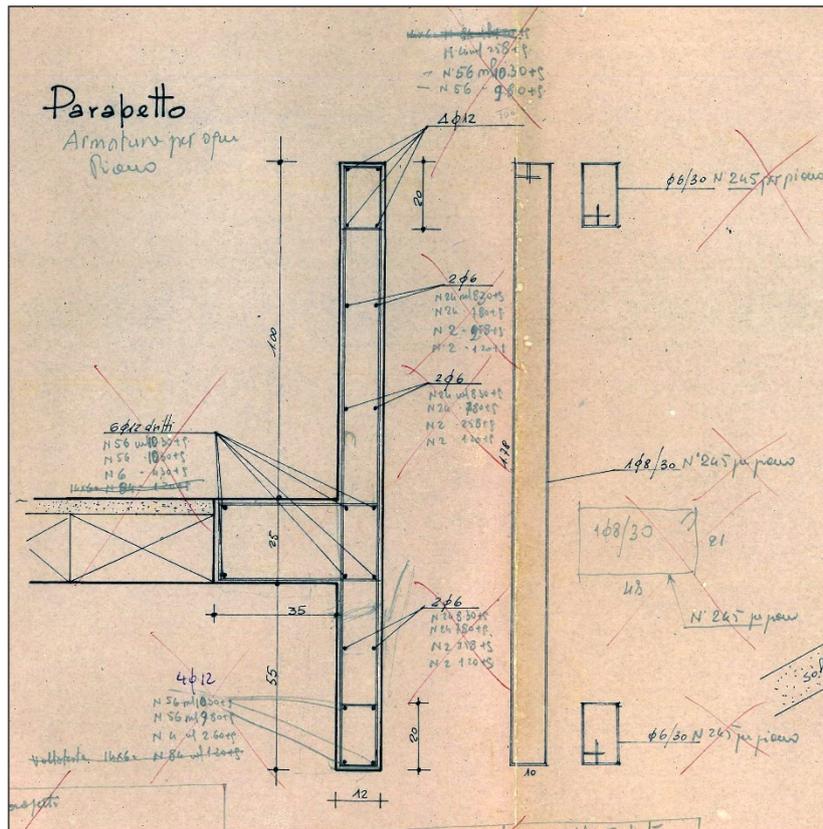


Figura 22 – a) Dettagli costruttivi dell'elemento vettura, b) Disegno strutturale delle fondazioni a trave T rovescia.

6.1.3 INDAGINI ESEGUITE SUI TERRENI

Le caratteristiche geologiche-geotecniche di seguito riportate rappresentano un breve resoconto di quanto emerso dagli approfondimenti eseguiti in situ sui terreni e dalla relazione geologica di cui si dispone dei risultati.

Il complesso scolastico è situato sulla zona di deposizione terminale dell’asta del fiume Metauro. Sotto il profilo geomorfologico l’area si presenta perfettamente pianeggiante e si colloca geologicamente su alluvioni terrazzate del terzo ordine del F. Metauro che sulla base degli accertamenti svolti non presentano alcun problema di instabilità.

Dal punto di vista idrogeologico l’area considerata è nelle vicinanze del Torrente Arzilla, situato ad una distanza di circa 850m ad Ovest del sito, mentre in direzione Est è presente il canale artificiale denominato “Vallato Albani”. Ad ogni modo, l’area non risulta soggetta ad alcun tipo di vincolo di natura idrogeologica e paesaggistica.

Inoltre, per mezzo della lettura freaticometrica eseguita all’interno di un pozzo situato nelle immediate vicinanze del sito, è stato possibile determinare il livello statico della falda acquifera ad una profondità di -11.20m dal piano campagna.

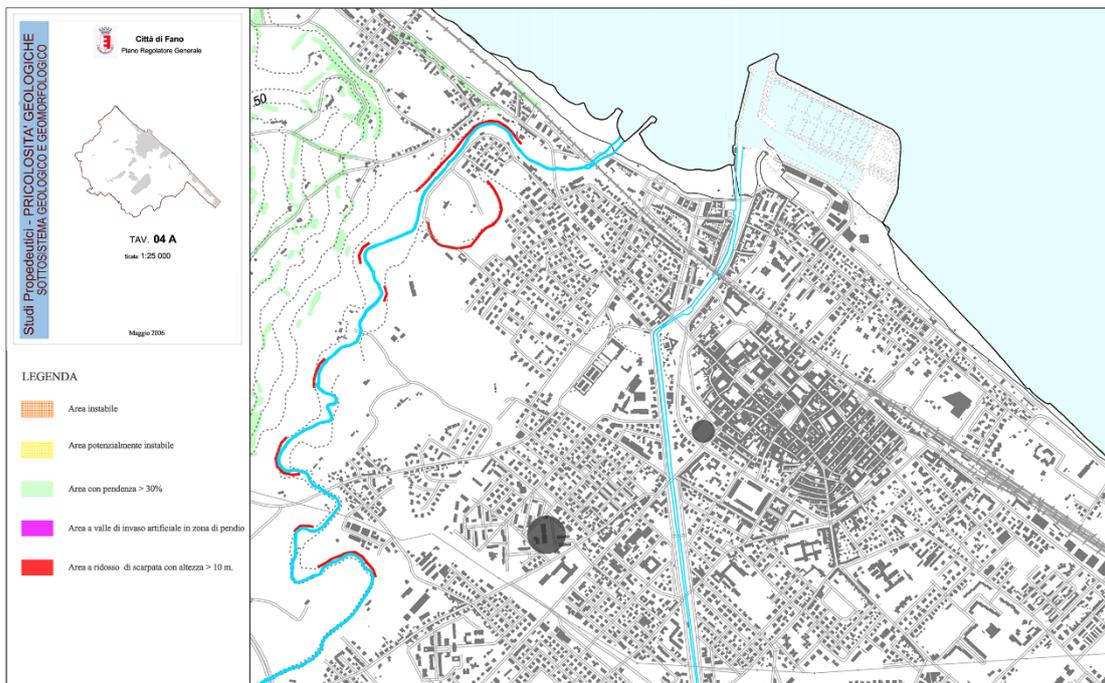
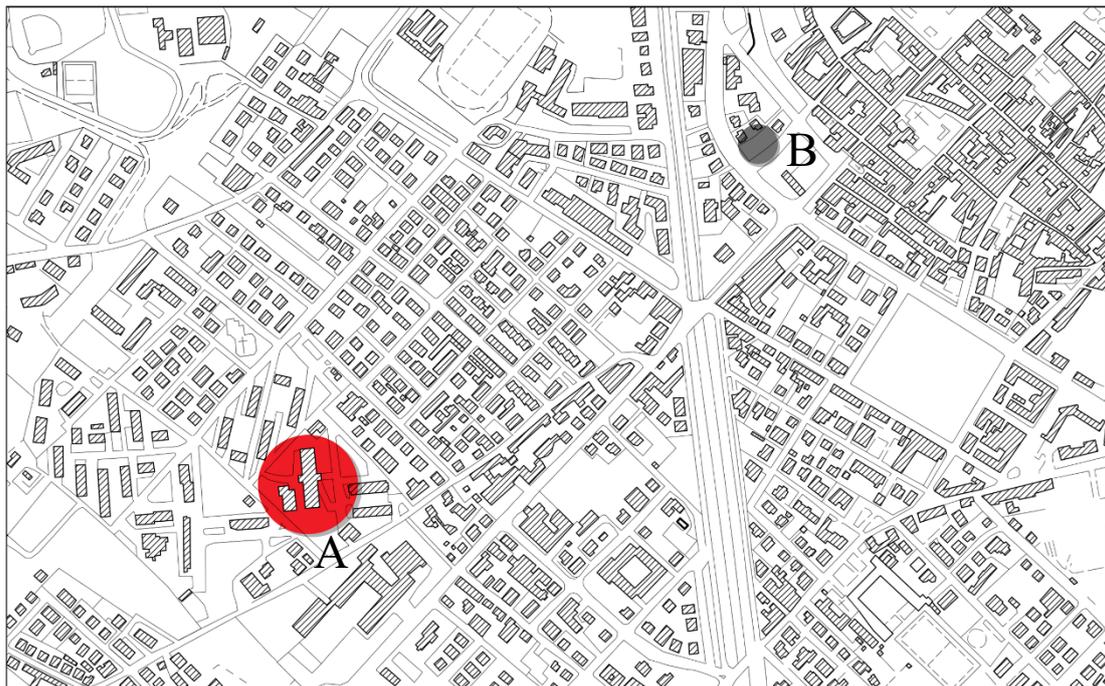


Figura 23 – Cartografia tecnica regionale (Ctr): 1-A) Edificio scolastico “Matteo Nuti”, B) Edificio sito in via delle Rimembranze (Sito 2);2-Carta geologica.

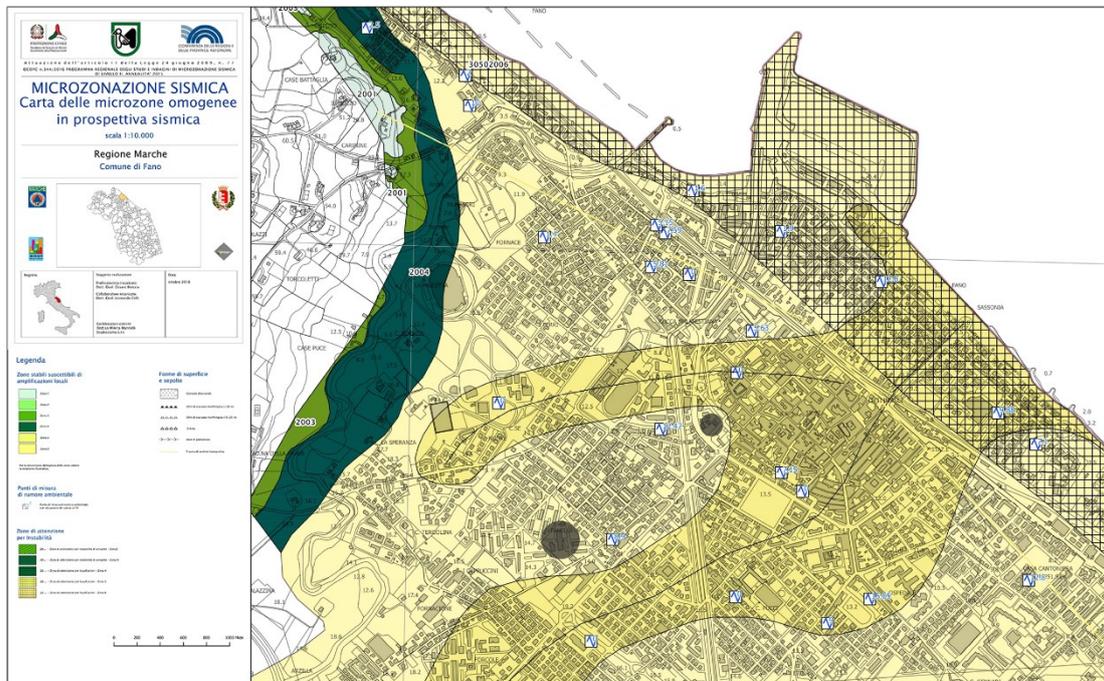


Figura 24 – 1-Carta dei rischi idrogeologici;2-Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica.

Si riporta quindi l’insieme delle indagini eseguite per la stesura della relazione geologica/geotecnica sulla base delle quali è stato possibile effettuare la caratterizzazione dei terreni in termini di proprietà meccaniche del terreno in condizioni statiche e definizione delle impedenze da utilizzarsi nel modello di calcolo.

Le indagini eseguite si articolano in:

- Due prove penetrometriche dinamiche pesanti realizzate con penetrometro tipo PAGANI TG 63 100kN (DPSH1-2) sino a una profondità di 10m, le cui caratteristiche strumentali sono le seguenti:

Tabella 1 – Caratteristiche strumentali penetrometro tipo PAGANI TG 63 100kN

CARATTERISTICHE TECNICHE: TG 63-100 ISM.C

Peso massa attente	M	:	63.5	Kg
Altezza caduta libera	H	:	0.75	m
Peso sistema battuta	Ms	:	0.63	Kg
Diametro punta conica	D	:	51.00	mm
Area base punta conica	A	:	20.43	cm ²
Angolo apertura punta	α	:	90°	
Lunghezza delle aste	La	:	1.00	m
Peso aste per metro	Ma	:	6.31	Kg
Prof. Giunzione 1 ^a asta	P1	:	0.40	m
Avanzamento punta	δ	:	0.20	m
Numero di colpi punta	N	:	Relativo ad un avanzamento di 20 cm N (20)	
Energia specifica x colpo	Q	:	11.66	Kg/cm ²
Coeff. Teorico di energia	β_t	:	1.49	

- Una indagine geofisica tipo MASW realizzata per mezzo di sismografo GEOMETRIX ES-2401

Dalle indagini eseguite il valore medio delle velocità delle onde di taglio nei primi 30m del profilo di terreno risulta essere di $V_{s,eq} = 431$ m/s, che corrisponde alla categoria di sottosuolo “B” secondo NTC2018. Inoltre, stando alla condizione geomorfologica perfettamente pianeggiante si è assunta la categoria topografica T1. Di seguito, si riporta la carta di ubicazione delle indagini geognostiche effettuate e le tabelle contenenti i valori di resistenza ottenuti dalle prove DPSH 1-2.

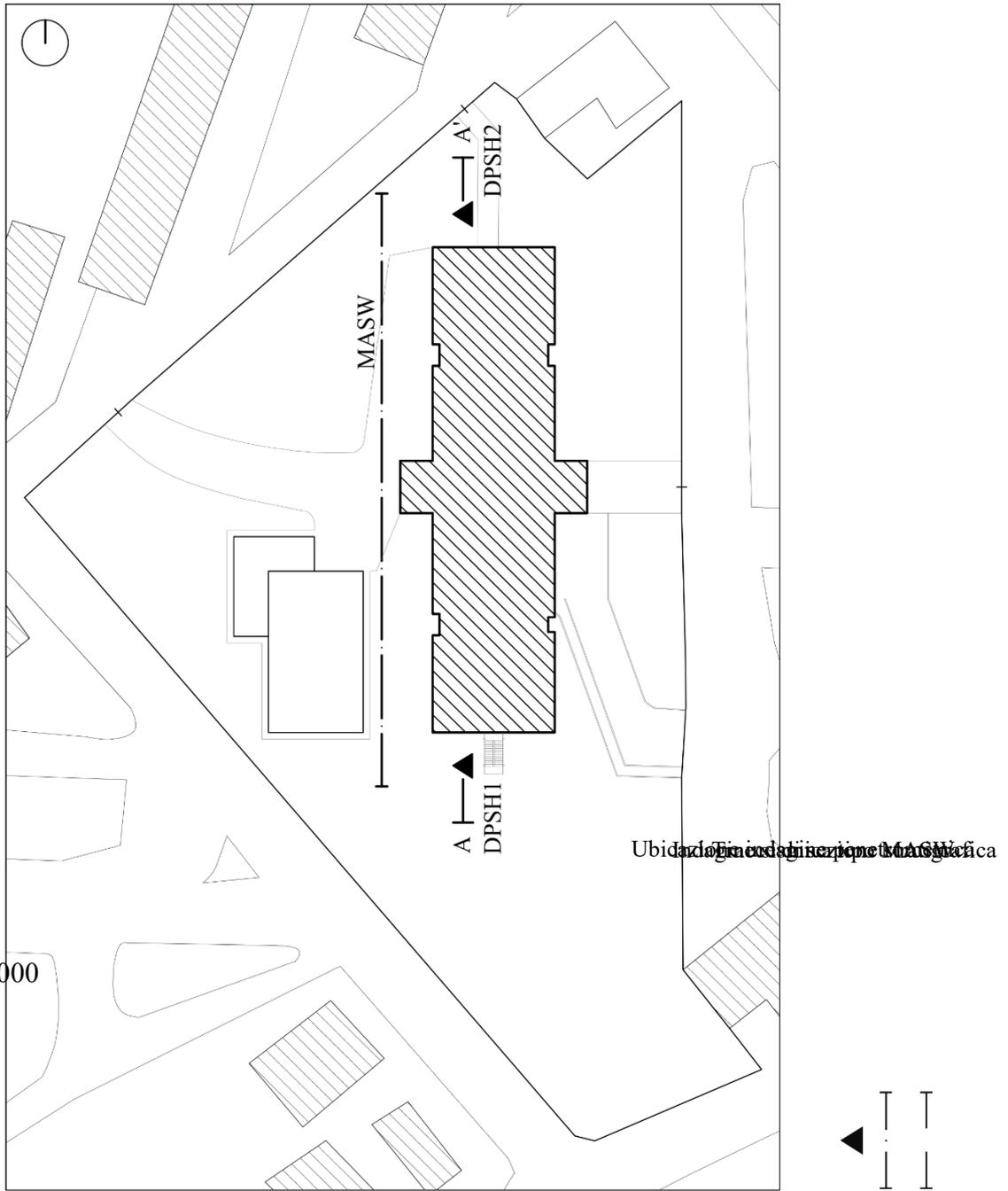


Figura 25 – Planimetria edificio scolastico “Matteo Nuti” (Sito 1) in scala 1:1000

Tabella valori di resistenza della prova DPSH

DPSH 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	Asta	e	Rd (MPa)	Qd (MPa)
0.00 - 0.20	2	21.0	1	0.1000	2.29	2.06
0.20 - 0.40	3	31.5	1	0.0667	3.43	3.09
0.40 - 0.60	3	28.9	2	0.0667	3.43	2.84
0.60 - 0.80	3	28.9	2	0.0667	3.43	2.84
0.80 - 1.00	4	38.6	2	0.0500	4.57	3.78
1.00 - 1.20	4	38.6	2	0.0500	4.57	3.78
1.20 - 1.40	3	28.9	2	0.0667	3.43	2.84
1.40 - 1.60	3	26.7	3	0.0667	3.43	2.62
1.60 - 1.80	3	26.7	3	0.0667	3.43	2.62
1.80 - 2.00	3	26.7	3	0.0667	3.43	2.62
2.00 - 2.20	4	35.6	3	0.0500	4.57	3.50
2.20 - 2.40	3	26.7	3	0.0667	3.43	2.62
2.40 - 2.60	3	24.8	4	0.0667	3.43	2.44
2.60 - 2.80	3	24.8	4	0.0667	3.43	2.44
2.80 - 3.00	3	24.8	4	0.0667	3.43	2.44
3.00 - 3.20	3	24.8	4	0.0667	3.43	2.44
3.20 - 3.40	3	24.8	4	0.0667	3.43	2.44
3.40 - 3.60	3	23.2	5	0.0667	3.43	2.28
3.60 - 3.80	2	15.5	5	0.1000	2.29	1.52
3.80 - 4.00	3	23.2	5	0.0667	3.43	2.28
4.00 - 4.20	4	30.9	5	0.0500	4.57	3.04
4.20 - 4.40	6	46.4	5	0.0333	6.86	4.55
4.40 - 4.60	5	36.3	6	0.0400	5.72	3.56
4.60 - 4.80	6	43.5	6	0.0333	6.86	4.27
4.80 - 5.00	7	50.8	6	0.0286	8.00	4.98
5.00 - 5.20	7	50.8	6	0.0286	8.00	4.98
5.20 - 5.40	9	65.3	6	0.0222	10.29	6.41
5.40 - 5.60	9	61.5	7	0.0222	10.29	6.03
5.60 - 5.80	10	68.3	7	0.0200	11.43	6.70
5.80 - 6.00	11	75.2	7	0.0182	12.58	7.37
6.00 - 6.20	11	75.2	7	0.0182	12.58	7.37
6.20 - 6.40	27	184.5	7	0.0074	30.87	18.10
6.40 - 6.60	35	226.0	8	0.0057	40.02	22.17
6.60 - 6.80	32	206.7	8	0.0063	36.59	20.27
6.80 - 7.00	38	245.4	8	0.0053	43.45	24.07
7.00 - 7.20	38	245.4	8	0.0053	43.45	24.07
7.20 - 7.40	55	355.2	8	0.0036	62.89	34.84
7.40 - 7.60	44	269.3	9	0.0045	50.31	26.42
7.60 - 7.80	39	238.7	9	0.0051	44.59	23.42
7.80 - 8.00	35	214.2	9	0.0057	40.02	21.02
8.00 - 8.20	36	220.4	9	0.0056	41.16	21.62
8.20 - 8.40	40	244.8	9	0.0050	45.74	24.02
8.40 - 8.60	25	145.4	10	0.0080	28.59	14.27
8.60 - 8.80	32	186.2	10	0.0063	36.59	18.26
8.80 - 9.00	48	279.2	10	0.0042	54.88	27.39
9.00 - 9.20	38	221.1	10	0.0053	43.45	21.69
9.20 - 9.40	44	256.0	10	0.0045	50.31	25.11
9.40 - 9.60	38	210.6	11	0.0053	43.45	20.66
9.60 - 9.80	41	227.2	11	0.0049	46.88	22.29
9.80 - 10.00	48	266.0	11	0.0042	54.88	26.10

DPSH 2

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	Asta	e	Rd (MPa)	Qd (MPa)
0.00 - 0.20	1	10.5	1	0.2000	1.14	1.03
0.20 - 0.40	2	21.0	1	0.1000	2.29	2.06
0.40 - 0.60	2	19.3	2	0.1000	2.29	1.89
0.60 - 0.80	2	19.3	2	0.1000	2.29	1.89
0.80 - 1.00	3	28.9	2	0.0667	3.43	2.84
1.00 - 1.20	4	38.6	2	0.0500	4.57	3.78
1.20 - 1.40	7	67.5	2	0.0286	8.00	6.62
1.40 - 1.60	8	71.3	3	0.0250	9.15	6.99
1.60 - 1.80	9	80.2	3	0.0222	10.29	7.87
1.80 - 2.00	9	80.2	3	0.0222	10.29	7.87
2.00 - 2.20	7	62.4	3	0.0286	8.00	6.12
2.20 - 2.40	7	62.4	3	0.0286	8.00	6.12
2.40 - 2.60	9	74.5	4	0.0222	10.29	7.31
2.60 - 2.80	7	58.0	4	0.0286	8.00	5.69
2.80 - 3.00	7	58.0	4	0.0286	8.00	5.69
3.00 - 3.20	6	49.7	4	0.0333	6.86	4.87
3.20 - 3.40	4	33.1	4	0.0500	4.57	3.25
3.40 - 3.60	4	30.9	5	0.0500	4.57	3.04
3.60 - 3.80	4	30.9	5	0.0500	4.57	3.04
3.80 - 4.00	4	30.9	5	0.0500	4.57	3.04
4.00 - 4.20	4	30.9	5	0.0500	4.57	3.04
4.20 - 4.40	4	30.9	5	0.0500	4.57	3.04
4.40 - 4.60	3	21.8	6	0.0667	3.43	2.14
4.60 - 4.80	5	36.3	6	0.0400	5.72	3.56
4.80 - 5.00	6	43.5	6	0.0333	6.86	4.27
5.00 - 5.20	6	43.5	6	0.0333	6.86	4.27
5.20 - 5.40	5	36.3	6	0.0400	5.72	3.56
5.40 - 5.60	5	34.2	7	0.0400	5.72	3.35
5.60 - 5.80	5	34.2	7	0.0400	5.72	3.35
5.80 - 6.00	6	41.0	7	0.0333	6.86	4.02
6.00 - 6.20	7	47.8	7	0.0286	8.00	4.69
6.20 - 6.40	5	34.2	7	0.0400	5.72	3.35
6.40 - 6.60	5	32.3	8	0.0400	5.72	3.17
6.60 - 6.80	5	32.3	8	0.0400	5.72	3.17
6.80 - 7.00	6	38.7	8	0.0333	6.86	3.80
7.00 - 7.20	21	135.6	8	0.0095	24.01	13.30
7.20 - 7.40	31	200.2	8	0.0065	35.45	19.64
7.40 - 7.60	28	171.4	9	0.0071	32.02	16.81
7.60 - 7.80	22	134.7	9	0.0091	25.16	13.21
7.80 - 8.00	28	171.4	9	0.0071	32.02	16.81
8.00 - 8.20	44	269.3	9	0.0045	50.31	26.42
8.20 - 8.40	37	226.5	9	0.0054	42.31	22.22
8.40 - 8.60	27	157.1	10	0.0074	30.87	15.41
8.60 - 8.80	39	226.9	10	0.0051	44.59	22.26
8.80 - 9.00	26	151.2	10	0.0077	29.73	14.84
9.00 - 9.20	36	209.4	10	0.0056	41.16	20.54
9.20 - 9.40	45	261.8	10	0.0044	51.45	25.68
9.40 - 9.60	43	238.3	11	0.0047	49.17	23.38
9.60 - 9.80	48	266.0	11	0.0042	54.88	26.10
9.80 - 10.00	53	293.7	11	0.0038	60.60	28.82

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH N.1 DIAGRAMMA NUMERO DI COLPI PUNTA - Rpd

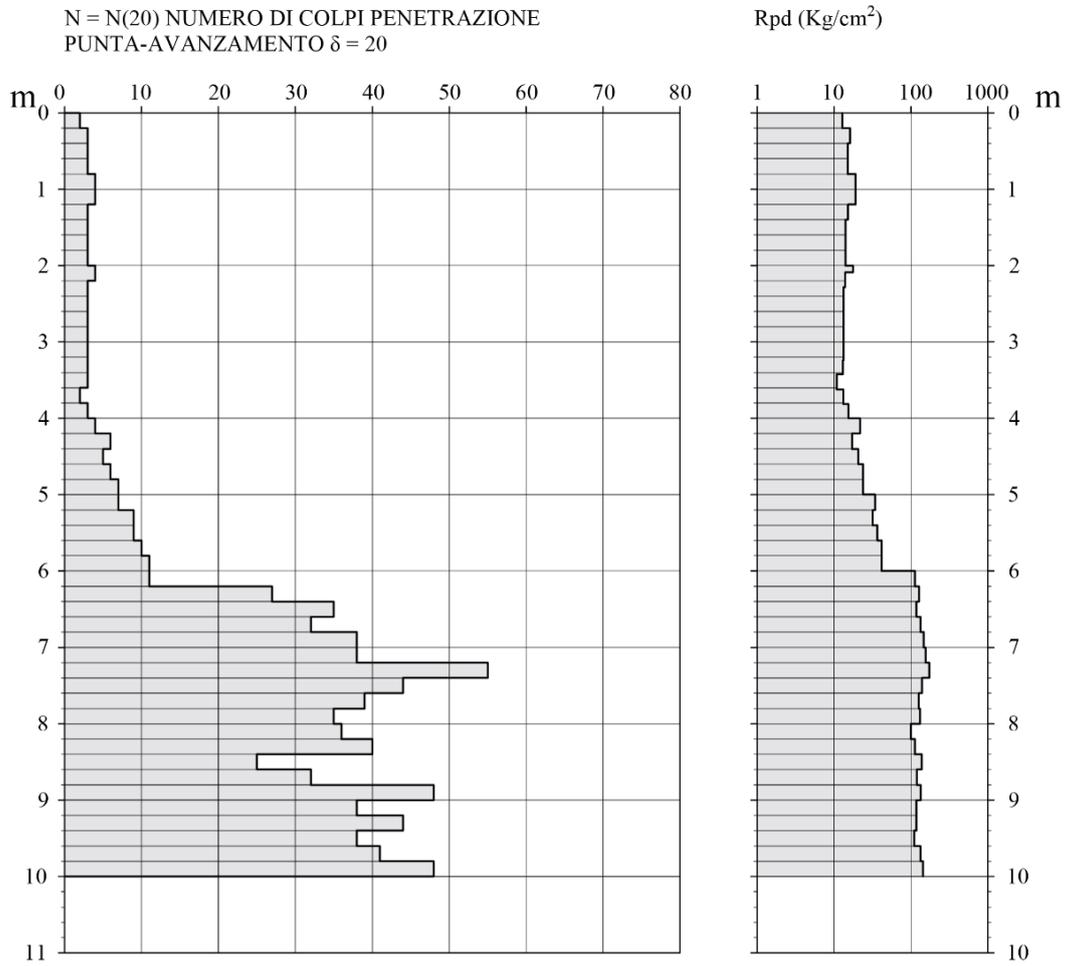


Figura 26 – Diagramma numero colpi punti prova DPSH 1 (Sito 1).

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH N.2 DIAGRAMMA NUMERO DI COLPI PUNTA - Rpd

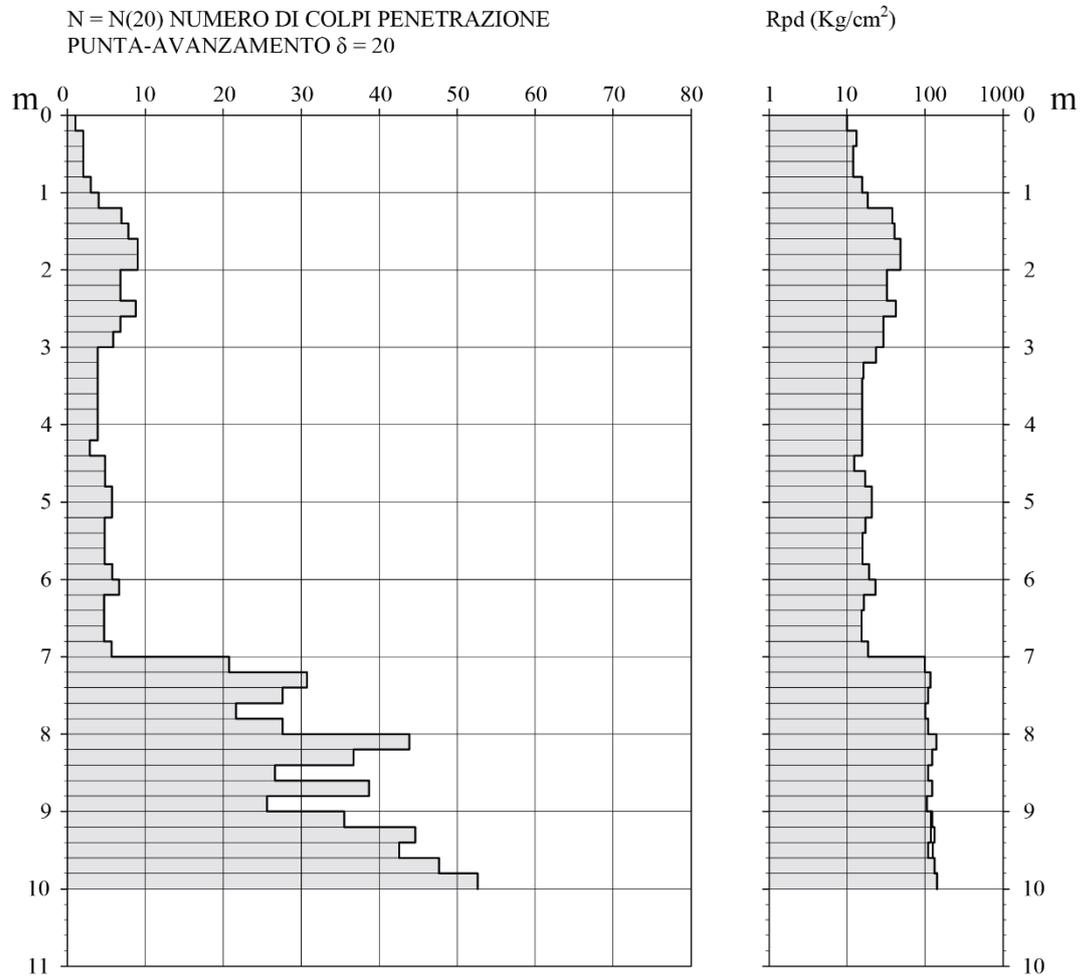


Figura 27 - Diagramma numero colpi punti prova DPSH 2 (Sito 1).

6.1.4 INDAGINI ESEGUITE SUL MANUFATTO

Il processo di acquisizione delle informazioni sulla costruzione è un passo di vitale importanza ai fini di una corretta analisi, la rappresentazione accurata delle condizioni esistenti ci consente di assicurare quanto più possibile la fedeltà della risposta dei modelli di calcolo al comportamento reale della struttura. Tale approfondimento può essere eseguito con differenti livelli di dettaglio, subordinato alla precisione e alla completezza con cui vengono svolte le operazioni di rilievo, ricerca storica e delle indagini sperimentali.

Per il manufatto oggetto d'indagine si dispone delle seguenti informazioni:

- Rilievo geometrico: la definizione della geometria strutturale è stata assicurata da operazioni di rilievo che hanno interessato l'intero organismo;
- Dettagli costruttivi: prendendo atto della parziale completezza dei disegni di carpenteria originali, si è verificata la rispondenza dei quantitativi e delle disposizioni delle armature per mezzo di indagini pacometriche eseguite su tutti gli elementi strutturali, valutabili come *indagini limitate* in situ ai sensi delle NTC2018;
- Caratterizzazione meccanica dei materiali: le specifiche originali di progetto sono disponibili e sono state integrate con *prove limitate* in situ. Le indagini hanno previsto l'esecuzione di prove sperimentali in laboratorio su di 8 provini cilindrici di calcestruzzo e 3 spezzoni di armatura prelevati in sito.

Alla luce delle considerazioni sopra riportate, è stato ritenuto raggiunto un grado di conoscenza classificabile come “adeguato” corrispondente al livello di conoscenza LC2 previsto da NTC2018, a cui è associato un fattore di confidenza FC 1.20

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Figura 283 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile, circolare NTC2018

6.1.4.1 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI IMPIEGATI NEL MODELLO DI CALCOLO

Per le operazioni di caratterizzazione meccanica dei materiali si è fatto riferimento alle indicazioni fornite dal C.S.LL.PP. nelle “Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera”.

La resistenza strutturale del calcestruzzo in opera ($f_{c, is}$), una volta definiti i valori di resistenza a compressione per le singole carote estratte (f_{carota}), è stata determinata valutando l’incidenza di molteplici fattori sulle caratteristiche dello specifico campione indagato. Specificità a cui si è dato seguito con l’ausilio di opportuni coefficienti correttivi.

Le resistenze a compressione dei singoli campioni sono state convertire in resistenze strutturali con l’utilizzo della seguente relazione (Masi 2005):

$$f_{opera,c,i} = C_{h/d} \times C_{dia} \times C_{steel} \times C_{tor} \times C_{dir} \times f_{carota}$$

Dove

- $C_{h/d}$ è il coefficiente correttivo da utilizzarsi per campioni con rapporto altezza/diametro (h/d) diverso da 2;
- C_{dia} coefficiente correttivo subordinato al valore del diametro dei provini analizzati;
- C_{steel} coefficiente correttivo con cui considerare la presenza di armature nel provino;
- C_{tor} coefficiente correttivo attraverso cui considerare il disturbo causato al provino durante l’operazione di estrazione;
- C_{dir} coefficiente correttivo subordinato alla direzione di esecuzione del carotaggio

Si riportano i valori di resistenza strutturale ottenute per le n.8 carote di calcestruzzo prelevate.

Stima della resistenza meccanica del cls in situ mediante carotaggi

Provino	f_{carota} (N/mm ²)	$C_{h/d}$	C_{dia}	C_{steel}	C_{tor}	C_{dir}	$f_{c,is}$ (N/mm ²)
1	12.00	0.97	1.03	1.00	1.20	1.00	14.39
2	18.40	0.97	1.03	1.00	1.20	1.08	23.71
3	12.30	0.93	1.03	1.00	1.20	1.00	14.14
4	28.90	0.97	1.03	1.00	1.20	1.08	37.25
5	16.90	0.97	1.03	1.00	1.20	1.00	20.26
6	19.80	0.84	1.03	1.00	1.20	1.08	22.10
7	12.30	0.97	1.03	1.00	1.20	1.00	14.75
8	20.20	0.97	1.03	1.00	1.20	1.08	26.03

Caratteristiche meccaniche cls in opera

Livello di conoscenza	LC2
Fattore di confidenza, FC	1.2
Coefficiente parziale di sicurezza, γ_c	1.5
Resistenza cilindrica media a compressione, f_{cm}	21.58 N/mm ²
Resistenza cubica media a compressione, R_{cm}	26.00 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo:	
$f_{cd_duffile}$	18.0 N/mm ²
$f_{cd_fragile}$	12.0 N/mm ²
Modulo elastico istantaneo in sede di progettazione, E_{cm}	27710 N/mm ²

Dove:

f_{carota} (h/d=1) Valore della resistenza misurata su una carota estratta dalla struttura avente h/d=1

$R_{c,is}$: Resistenza cubica stimata all'interno della struttura (resistenza strutturale cubica)

$f_{c,is}$: Resistenza cilindrica stimata all'interno della struttura (resistenza strutturale cilindrica)

R_m (n) is : Valore medio della resistenza a compressione degli n campioni cubici

f_m (n) is : Valore medio della resistenza a compressione degli n campioni cilindrici

Si riportano gli esiti delle prove di trazione condotte su n. 3 campioni di ferro di armatura prelevati in sito.

Prospetto riassuntivo caratterizzazione meccanica barre di armatura

Provino	ft	(N/mm ²)fy	(N/mm ²)	f _t /f _y	As%
1	468.30	677.60	1.45	44.90	
2	467.40	668.50	1.43	45.50	
3	467.40	701.00	1.50	57.80	

Caratteristiche meccaniche barre di armatura

Livello di conoscenza	LC2
Fattore di confidenza, FC	1.2
Coefficiente parziale di sicurezza, γ_c	1.15
Tensione media di snervamento, f _{ym}	467.70 N/mm ²
f _{yd_duttile}	389.8 N/mm ²
f _{yd_fragile}	338.9 N/mm ²
Modulo elastico istantaneo in sede di progettazione, E _{cm}	210000 N/mm ²

6.2 DATI DI INPUT E MODELLAZIONE

6.2.1 METODO DI ANALISI: ANALISI DINAMICA LINEARE MULTIMODALE

Lo studio parametrico è stato condotto con riferimento al metodo dell’analisi dinamica lineare, dove le sollecitazioni indotte dal moto sismico sono state modellate sulla base degli spettri sismici forniti da normativa.

Come esposto al capitolo 4, il carattere aleatorio dell’evento sismico rende necessaria una sua definizione in termini di pericolosità di sito, vale a dire in relazione al livello di intensità sismica attesa (espressa con opportuno parametro descrittore della pericolosità sismica, generalmente la PGA) per l’area di riferimento, segnata da una prefissata probabilità di superamento in un determinato intervallo di tempo.

Mentre la probabilità di eccedenza viene determinata in funzione della prestazione sismica richiesta all’organismo strutturale (Stati limite), l’intervallo temporale entro cui valutare l’occorrenza dell’evento è definito sulla base di considerazioni specifiche legate al concetto di vita nominale e classe d’uso dell’opera.

$$V_r = V_n \times C_u$$

In questo frangente si è considerato $V_n \geq 50$ anni ed il valore del coefficiente d’uso C_u pari a 1.5, ovvero corrispondente alla *Classe d’uso III* delle categorie suggerite da normativa ed adeguata per un edificio scolastico.

Il periodo di riferimento risulta quindi:

$$V_r = V_n \times C_u = 75 \text{ anni}$$

6.2.2 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

La valutazione della sicurezza dell'edificio scolastico prevede l'esecuzione di verifiche di vulnerabilità in condizione statica (SLU) e sismica (SLV) con riferimento alle opportune combinazioni delle azioni previste dalle NTC2018. Si precisa che per evidenziare le differenze in termini di cedimento maturati dalla struttura tra la configurazione a base fissa a quella a base deformabile, la condizione di carico “statica” è stata definita alla stregua della combinazione “sismica” a meno della componente E dell'azione sismica. Così facendo, si è potuto realizzare un confronto tra i modelli e le condizioni di carico considerate per la fase “statica” e quella “sismica”.

Inoltre, le verifiche di sicurezza sono state eseguite, in merito a ciascuna delle sezioni caratterizzanti le componenti dell'organismo strutturale, valutando solamente gli elementi soggetti ad una configurazione tensionale più gravosa.

Combinazione “statica”:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

Dove:

- G_1 carichi permanenti strutturali;
- G_2 carichi permanenti non strutturali;
- Q_k valore caratteristico dell'azione variabile dominante;
- Q_{k2}, Q_{k3} azioni variabili potenzialmente simultanee al valore caratteristico dell'azione dominante;
- $\psi_{0j}, \psi_{1j}, \psi_{2j}$ valori dei coefficienti di combinazione delle azioni variabili

6.2.3 ANALISI DEI CARICHI

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL SOLAIO TIPO (**Tipologia A**)

		Peso per unità di vol. (kN/m ³)	Carico parz. (kN/m ²)
CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1)			
Pignatte con travetti gettati in opera: interasse 40 cm	0.20*9.00=	9.00	1.80
Soletta collaborante: spessore 5 cm	0.05*26.00=	25.00	1.25
Totale G1			3.05
CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)			
Intonaco interno: spessore 1 cm	0.01*12 =	12.00	0.12
Sottofondo e pavimento: spessore 7 cm	0.07*18 =	18.00	1.26
Divisori interni: muratura in foglio di mattoni forati spessore 8cm	0.08*6.5 =	6.50	0.52
Intonaco interno: spessore 1 cm	0.01*12 =	12.00	0.12
Tamponature interne			1.20
Il solaio è dotato di adeguata capacità di ripartizione trasversale dei carichi, per cui i tramezzi sono stati assunti come carichi equivalenti distribuiti: $g_2 = 1.20 \text{ KN/m}^2$			
Totale G2			2.58
Totale (G1+G2)			5.63
SOVRACCARICO VARIABILE (q_k)			
Categoria C1 - Ambienti suscettibili di affollamento			3.00

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL SOLAIO DI COPERTURA (**Tipologia B**)

		Peso per unità di vol. (kN/m ³)	Carico parz. (kN/m ²)
CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1)			
Pignatte con travetti gettati in opera: interasse 40 cm	0.20*9.00 =	9.00	1.80
Soletta collaborante: spessore 5 cm	0.05*25.00 =	25.00	1.25
Totale G1			3.05
CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)			
Intonaco interno: spessore 1 cm	0.01*12.00 =	12.00	0.12
Blocco in laterizio	0.12*0.12*10.40 =	10.40	0.15
Tavellone			0.35
Massetto di sottofondo: spessore 4 cm	0.04*18.00 =	18.00	0.72
Isolamento e guaina			0.10
Totale G2			1.44
Totale (G1+G2)			4.49

SOVRACCARICO VARIABILE (q_k)	
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0.50
Neve	1.20

Il carico della neve sulla copertura è stato valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura che in questo caso è pari a 0,8;

q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo;

C_e è il coefficiente di esposizione assunto in questo caso pari a 1;

C_t è il coefficiente termico assunto in questo caso pari a 1.

L'edificio si colloca in zona I Mediterranea (Pesaro-Urbino) ad un'altitudine di circa 14 m s.l.m.e, alla quale corrisponde un carico $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$.

$$q_s = 1 \cdot 0,8 \cdot 1,5 = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA SCALA (Tipologia C)

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1)		Peso per unità di vol. (kN/m^3)	Carico parz. (kN/m^2)
Soletta: spessore 12 cm	0.12*25	25.00	3.00
Totale G1			3.00

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)			
Alzata e pedata e intonaco			3.00
Totale G2			3.00
Totale (G1+G2)			6.00

SOVRACCARICO VARIABILE (q_k)	
Categoria C1 - Ambienti suscettibili di affollamento	4.00

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL SOLAIO DEL TORRINO (Tipologia D)

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1)		Peso per unità di vol. (kN/m^3)	Carico parz. (kN/m^2)
Pignatte con travetti gettati in opera: interasse 40 cm	0.20*9.00 =	9.00	1.80
Soletta collaborante: spessore 5 cm	0.05*25.00 =	25.00	1.25
Totale G1			3.05

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)			
Intonaco interno: spessore 1 cm	0.01*12.00 =	12.00	0.12
Massetto di sottofondo: spessore 4 cm	0.04*18.00 =	18.00	0.72
Isolamento e guaina			0.10
Totale G2			0.94
Totale (G1+G2)			3.99

SOVRACCARICO VARIABILE (q_k)	
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0.50

Neve

1.20

ANALISI DEI CARICHI DEL TAMPONAMENTO LONGITUDINALE ESTERNO, PARTE NUOVA E DEL TORRINO (Tipologia E)

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)	Peso per unità di vol. (kN/m ³)	Carico parz. (kN/m ²)
Intonaco interno: spessore 2 cm	0.02*12.00 = 12.00	0.24
Blocco forato in laterizio: spessore 26 cm	0.26*9.00 = 9.00	2.34
Intonaco esterno: spessore 2 cm	0.02*19.00 = 19.00	0.38
Totale G2		2.96

ANALISI DEI CARICHI DELL'INFISSO (Tipologia F)

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)	Peso per unità di vol. (kN/m ³)	Carico parz. (kN/m ²)
Infisso		0.15
Totale G2		0.15

6.2.4 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

La conduzione delle verifiche di sicurezza ha richiesto l’inserimento del modello tridimensionale della struttura all’interno dell’ambiente di calcolo, avendo cura di rappresentare in modo quanto più accurato possibile la distribuzione spaziale delle masse, rigidzze e resistenze del sistema reale.

L’analisi parametrica è stata realizzata con l’ausilio del programma strutturale *Sap2000* agli elementi finiti, un codice di calcolo prodotto dalla Computers and Structures Inc. di Walnut Creek in California (Usa).

La fase di discretizzazione del manufatto, conseguita ricorrendo al metodo node-element (o modello a masse concentrate nei nodi), ha portato alla definizione dei telai strutturali con una serie finita di elementi monodimensionali, aste(*frame*) collegate tra loro in punti detti nodi(*joint*). Analogamente le solette rampanti e le travi di interpiano delle scale²⁵ sono state modellate con elementi *frame*.

Gli orizzontamenti sono stati modellati come membrature bidimensionali per mezzo di elementi di tipo area privi di massa (*area object*).

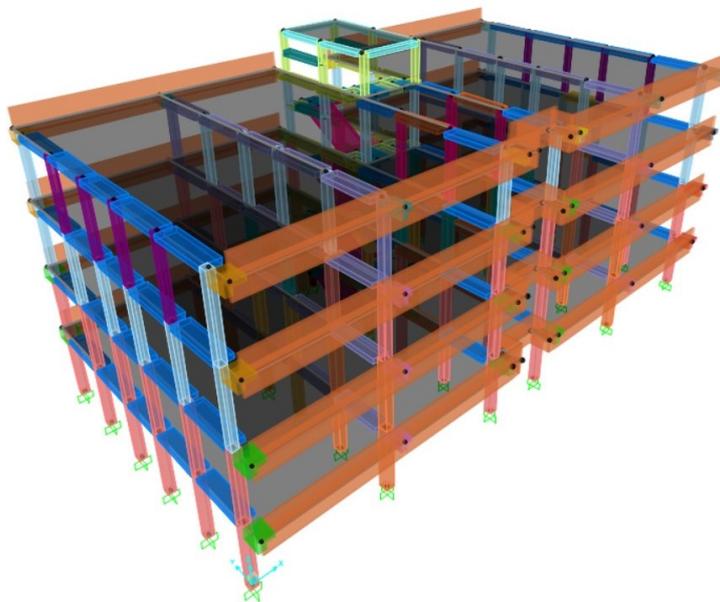


Figura 29 – Modello dell’organismo strutturale al sap2000.

²⁵ Dato il contributo fornito in termini di rigidzza e resistenza alla risposta sismica dell’edificio, non è possibile escludere l’elemento scala dalla fase di modellazione; poiché non considerabile elemento “secondario”.

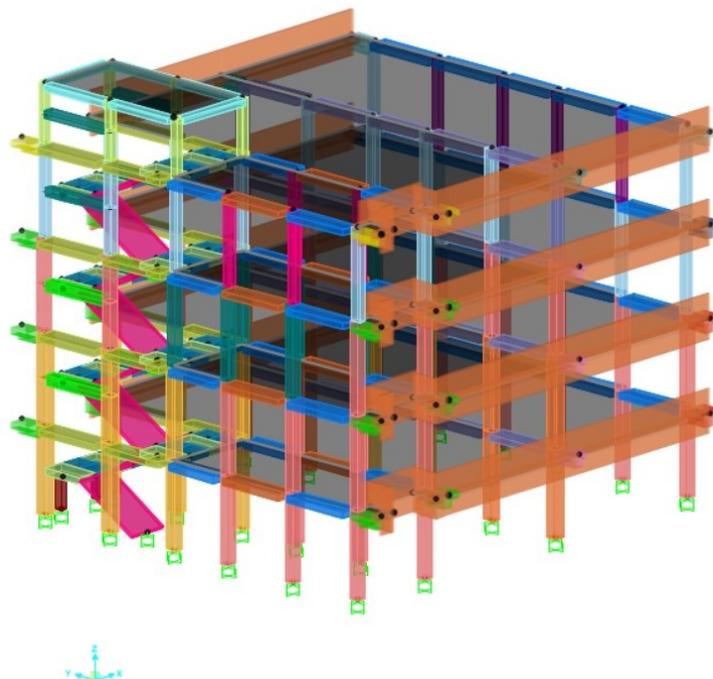


Figura 30 - Sezione dell'organismo strutturale al sap2000.

Verificata la condizione di solai in latero-cemento con soletta in calcestruzzo armato di spessore pari ad almeno 40 mm, è stato possibile assumere l'ipotesi di orizzontamenti infinitamente rigidi nel loro piano mediante applicazione di un vincolo di piano rigido (Diaphragm Constraint), per mezzo del quale i nodi componenti ciascun piano traslano e ruotano insieme come fossero parte di un unico blocco rigido.

Per quanto riguarda i carichi permanenti strutturali, non strutturali e le azioni variabili, sono stati assegnati sottoforma di forze distribuite per le azioni agenti sui solai e carichi di linea per le azioni derivanti dalla presenza delle tamponature esterne sugli elementi di bordo.

In un'analisi dinamica, le masse dell'organismo strutturale vengono impiegate per determinare le forze d'inerzia.

Le masse vengono ricavate sulla base delle caratteristiche geometriche e materiche degli elementi esplicitamente modellati e successivamente applicate in modo automatico dal programma ai nodi sottoforma di masse concentrate (disaccoppiate).

Di contro, il contributo in massa degli elementi non esplicitamente modellati, quali i carichi, deve essere considerato convertendo gli stessi carichi in masse sismiche con

apposito comando *mass source*; che ne renda possibile l'utilizzo nelle combinazioni impiegate per le valutazioni di sicurezza.

6.2.5 MODELLAZIONE AZIONE SISMICA

All'occorrenza di un evento sismico le accelerazioni trasmesse all'edificio per mezzo delle fondazioni generano forze d'inerzia sulla struttura che sono proporzionali alle masse degli elementi coinvolti.

L'analisi modale ci consente di approfondire il comportamento dinamico della struttura individuandone modi e frequenze proprie di vibrazione a partire dallo studio del sistema soggetto ad una generica forzante dinamica.

L'inserimento di uno specifico spettro sismico ci permette di determinare per il sito di riferimento il valore delle forze di piano e dei tagli alla base massimi specifici per ogni singolo modo. Tali valori corrispondenti ai valori massimi delle sollecitazioni e spostamenti ottenuti per ogni modo di vibrare, data l'impossibilità che si verifichino effettivamente nello stesso istante, devono essere combinate mediante regole di combinazione suggerite da normativa (nell'analisi si è utilizzato il metodo SRSS).

Non essendo la struttura dotata di alcun presidio sismico, data l'assenza di prescrizioni di carattere sismico in vigore negli anni di costruzione, si è assunto un fattore di comportamento q pari a 1.5.

Si riporta di seguito un compendio delle procedure seguite per la modellazione delle azioni indotte dal moto sismico all'interno del programma di calcolo:

1) Inserimento degli spettri di risposta elastici con funzione *Response Spectrum*

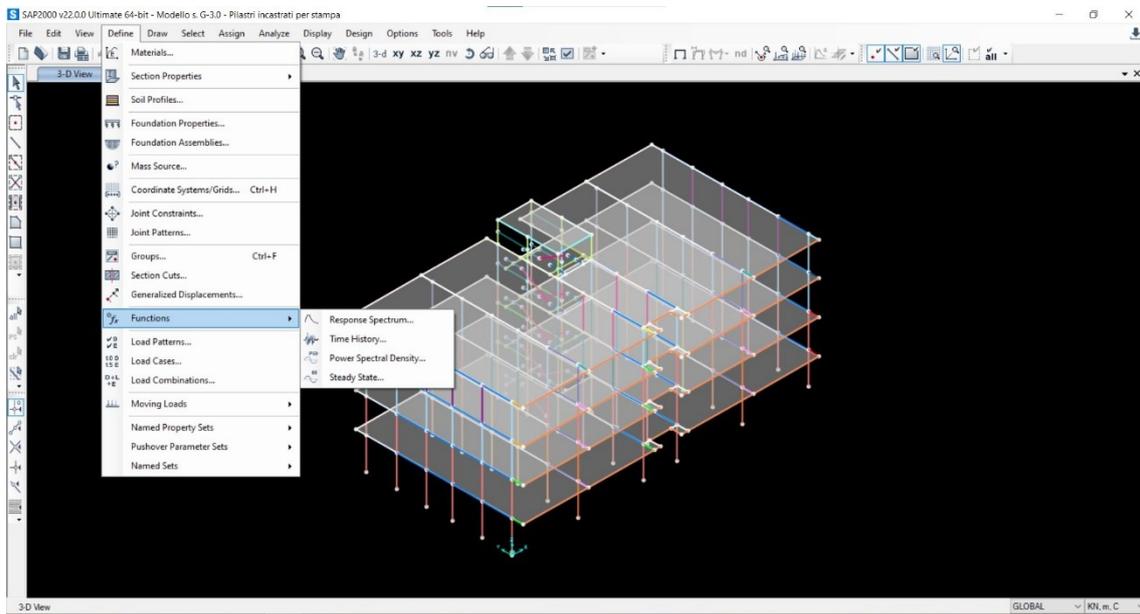


Figura 31 – Definizione degli spettri di risposta elastici mediante funzione *Response Spectrum*

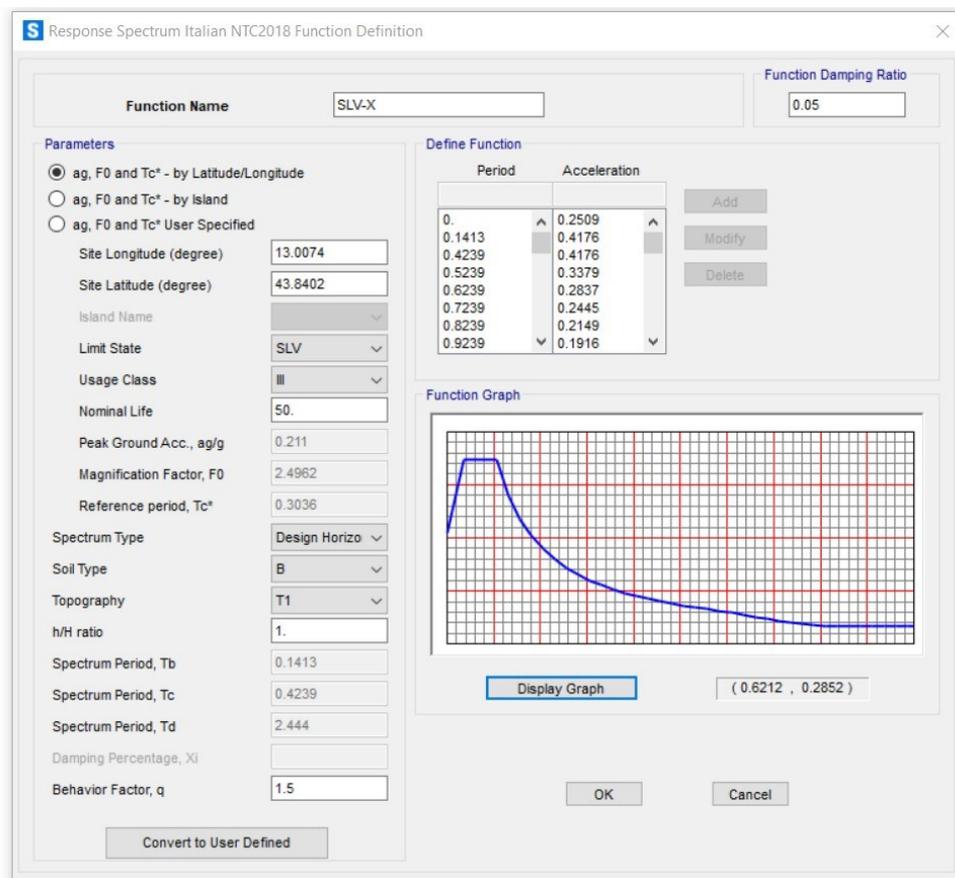


Figura 32 – Inserimento dei parametri di riferimento per la definizione della forma spettrale

Specchietto riassuntivo parametri impiegati per la definizione dello spettro sismico

Longitudine:	13.0074	Spettro di risposta elastico	Componenti orizzontali
Latitudine:	43.8402	in accelerazione:	
Stato limite:	SLV	Categoria di sottosuolo:	B
Classe d'uso:	III	Categoria topografica:	T1
Vita nominale:	$V_n \geq 50 \text{ anni}$	Fattore di comportamento:	1.5

2)Attribuzione della funzione *Response Spectrum* allo specifico *Load cases*

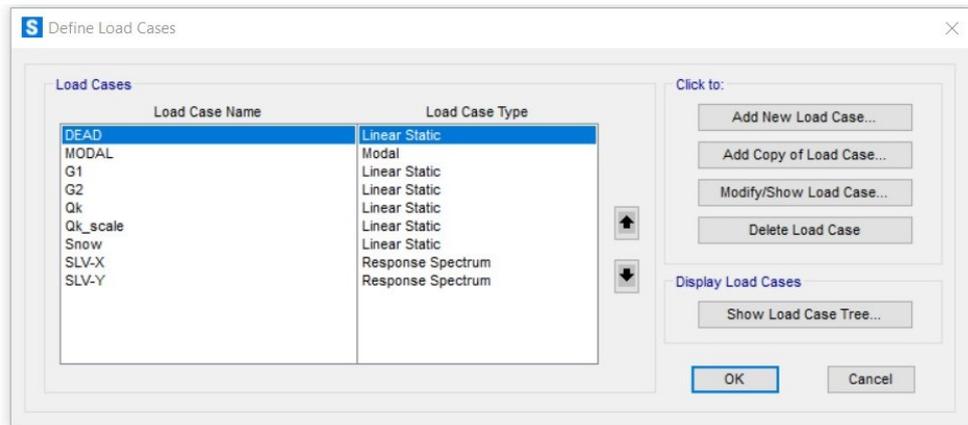


Figura 33 – Definizione dei casi di carico

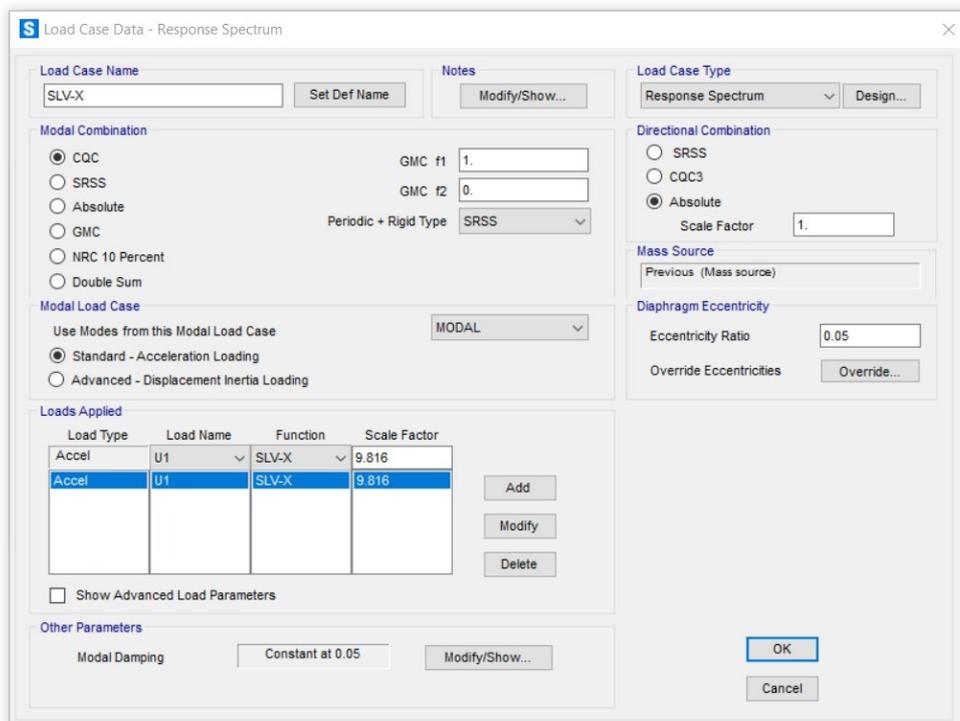


Figura 344 – Definizione del caso di carico SLV - X, associato alla forma spettrale con componente orizzontale del moto in direzione X.

3) Definizione delle combinazioni di carico, *load combination*

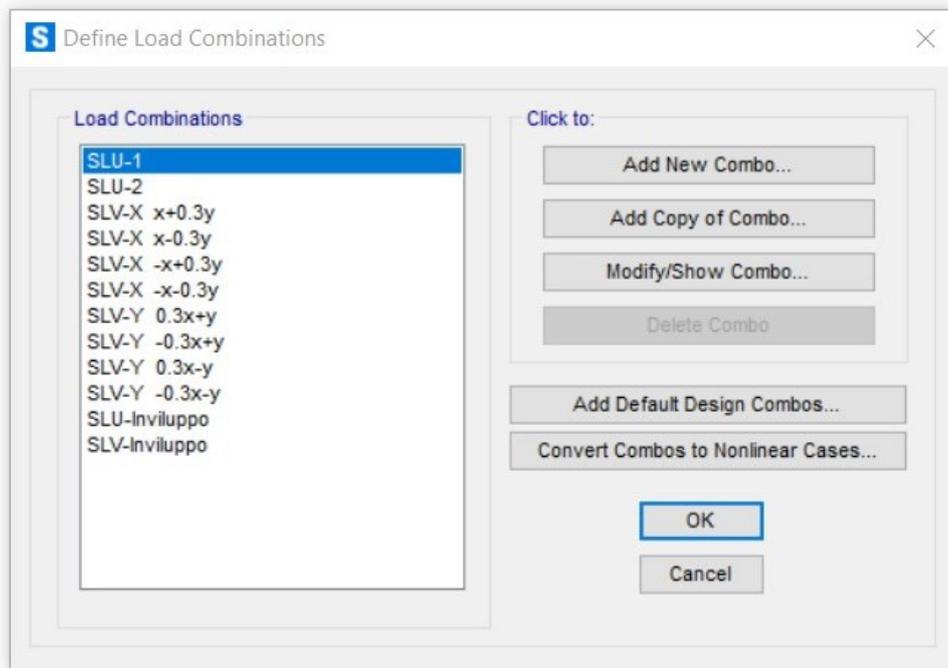


Figura 355 – Definizione delle combinazioni di carico.

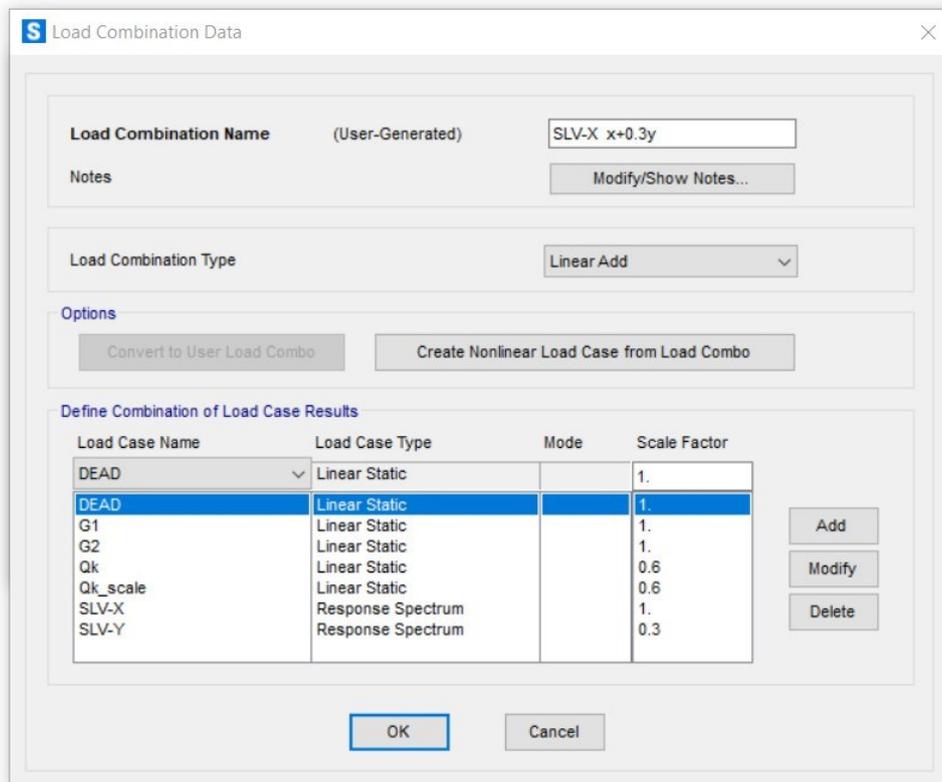


Figura 36 – Dettaglio relativo alla definizione delle combinazioni di carico.

6.3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E DINAMICA DEI TERRENI

6.3.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

La ricostruzione degli andamenti litostratigrafici e la definizione delle proprietà meccaniche del sito di riferimento, è stata operata a partire dai dati provenienti dalle prove penetrometriche dinamiche (DPSH) e sismica (MASW) eseguite nell’area di interesse. Le informazioni acquisite sono state tarate e verificate sulla base di caratteristiche geomeccaniche derivanti da prove geognostiche realizzate in siti prossimi all’area di riferimento, opportunamente correlate ed elaborate durante la caratterizzazione. L’operazione di caratterizzazione ha consentito di ottenere i valori di resistenza e rigidità caratteristici del terreno.

La necessità di ricorrere a piani di indagine esterni risiede nella mancanza, per l’area di studio, di sondaggi geognostici che potessero essere impiegati per verificare l’accuratezza della ricostruzione stratigrafica disponibile. Le informazioni in possesso sono state pertanto integrate da misure dirette riportate nello studio geologico per un fabbricato sito in Via delle Rimembranze a Fano, soggetto ad un intervento di demolizione e ricostruzione che ha previsto:

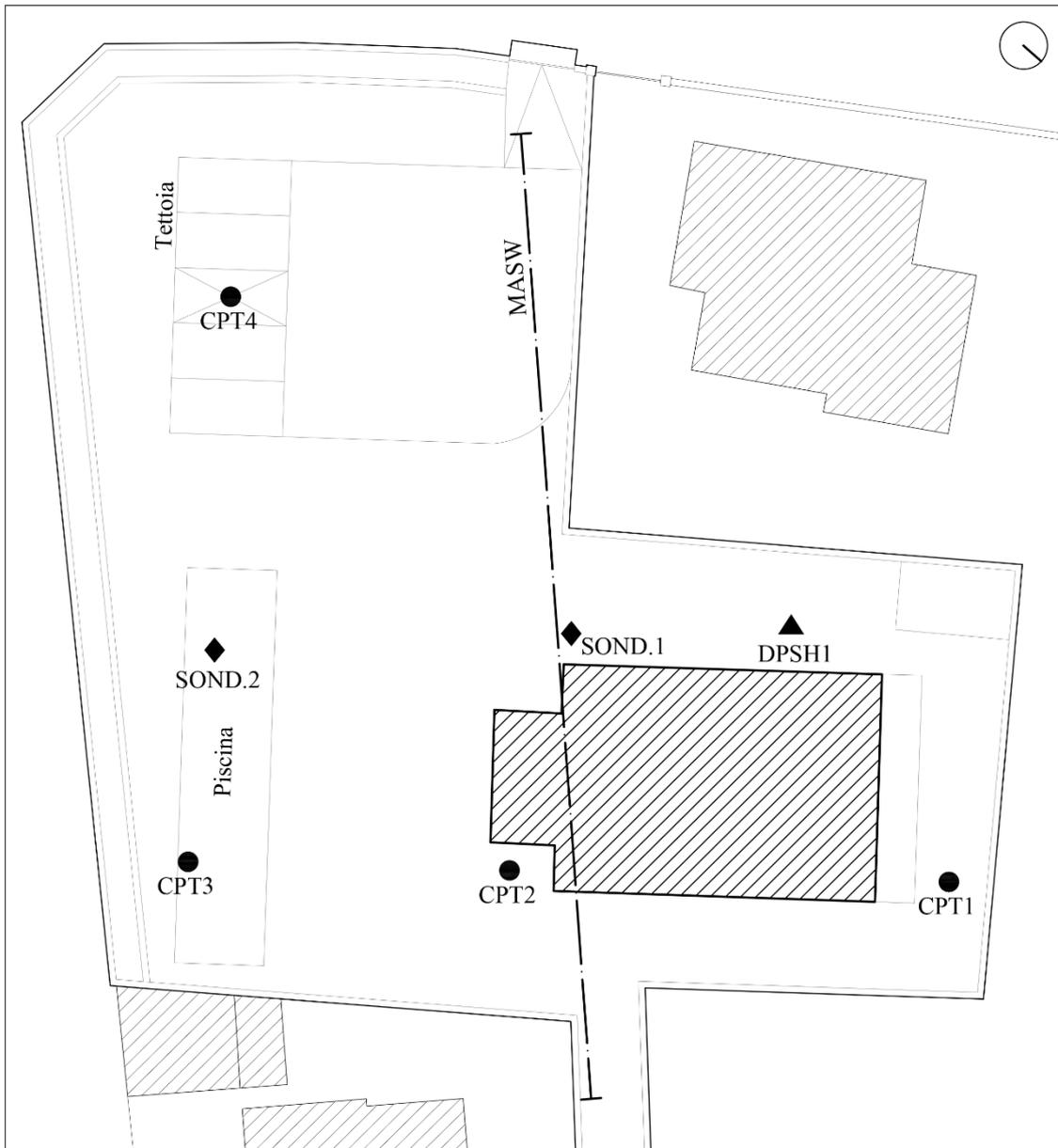
- N. 1 prova penetrometrica dinamica pesante realizzata con penetrometro tipo PAGANI TG 63 200kN (DPSH1) fino a m 11.80 di profondità;
- N.4 prove penetrometriche statiche CPT (CPT1-2-3-4) fino a m 11.80 di profondità;
- Carotaggio continuo con tecnica “Geoprobe” sino a m 5 di profondità.

A seguire si riportano le fasi seguite durante le operazioni di caratterizzazione. Si nota che per motivi di spazio si allegano i passaggi relativi ad una sola delle prove condotte per ogni tipologia di indagine.

Tabella 2 - Compendio delle indagini disponibili per i siti di riferimento

Sito oggetto di studio (Sito 1):	Sito in via delle Rimembranze (Sito 2):
- N.2 prove DPSH (DPSH 1-2)	- N.1 prova DPSH (DPSH 1)
- N.1 prova sismica MASW	- N.4 prove CPT (CPT 1-2-3-4)
	- N.2 carotaggi continui

Planimetria in scala 1:300 edificio sito in via delle Rimembranze (sito 2)



- Ubicazione indagine penetrometrica statica, CPT
- ◆ Carotaggio continuo
- ▲ Ubicazione indagine penetrometrica dinamica, DPSH
- · — Indagine sismica tipo MASW

6.3.2 DETERMINAZIONE PARAMETRI GEOTECNICI

La fase iniziale ha visto la stima dei parametri geotecnici per i singoli siti di interesse, ricavati a partire da considerazioni empiriche e dati forniti da letteratura.

Le prove penetrometriche dinamiche (DP) consistono nell'infiggere nel terreno aste dotate di punta conica a mezzo di battitura eseguita con un maglio di un dato peso. Il numero di colpi (N_{DP}) necessari a realizzare la penetrazione di ciascun tratto (di lunghezza stabilita) identifica la resistenza dello specifico segmento di terreno.

La resistenza del terreno risulta quindi funzione inversa della penetrazione di ciascun colpo. (Cestari, 2013)

Tra i diversi metodi presenti in letteratura per interpretare i risultati delle prove DP si è scelto di ricondurre i valori di resistenza N_{DP} a quelli N_{SPT} delle prove penetrometriche statiche ed impiegare le correlazioni ideate per questo tipo di prova, poiché maggiormente diffuse in letteratura.

La conversione è stata realizzata con la seguente formula suggerita da *Cestari (2013)*:

$$N_{SPT(60\%)} = C \times N_{20(60\%)}$$

Dove:

- $N_{20(60\%)}$ rappresenta il numero di colpi normalizzati rispetto un fattore di rendimento energetico pari a 0.6 per il penetrometro statico.
- C è un coefficiente correttivo funzione del terreno analizzato, nonché il parametro impiegato per effettuare la correlazione tra il Sito 1 e il Sito 2.

Tabella 3 – Rassegna delle correlazioni Empiriche impiegate per l'utilizzazione dei valori di resistenza N_{SPT}

Parametro	Tip. di terreno	Correlazione empirica impiegata
C_u		Terzaghi & Peck $C_u = 0.067 \times N_{SPT}$
E_{ed}		Farrent $E_{ed} = 7.1 \times N_{SPT}$
E_u		U.S. Army corps of Engineers $E_u = \alpha \times C_u$

α : Coefficiente desunto da grafico *, assunto pari a 300.

Classificazione A.G.I. (1977)

Classificazione orientativa dello stato di compattezza dei terreni incoerenti e coesivi

Terreni incoerenti

N	Valutazione dello stato di addensamento
0 - 4	sciolto
4 - 10	Poco addensato
10 - 30	Moderatamente addensato
30 - 50	Addensato
> 50	Molto addensato

Terreni coesivi

N	Valutazione dello stato di addensamento
< 2	Privo di consistenza
2 - 4	Poco consistente
4 - 8	Moderatamente consistente
8 - 15	Consistente
15 - 30	Molto consistente
> 30	Estremamente consistente

E_y	Sabbie	Schmertmann (1978) $E_y = 2 \times B \times N_{SPT}$	B=4, Sabbia fine; B=6, Sabbia media; B=10, Sabbia grossolana
D_r	Sabbie	Skempton (1986) $D_r = \sqrt{(C_n \times N_{SPT} / 60)}$	C_n : Assunto pari a 1
	Tutti i tipi di suolo	Bazaraa (1967) $D_r = \sqrt{(N_{SPT} / 20 \times (1 + 4.1 \times \theta'_v))}$ $D_r = \sqrt{(N_{SPT} / 20 \times (3.24 + 1.024 \times \theta'_v))}$	

φ	Meyerhof 1965	
	Prof. < 5m:	$\varphi' = 29.47 + 0.46 \times N_{SPT} \times 0.004 \times N_{SPT}^2$
	Prof. > 8 m:	$\varphi' = 23.7 + 0.57 \times N_{SPT} \times 0.006 \times N_{SPT}^2$
	Shioi Fukuni 1982-Road bridge specification $\varphi'' = \sqrt{(15 \times N_{SPT})} + 15$	
	Shioi Fukuni 1982-Japanese national railways $\varphi''' = 0.3 \times N_{SPT} + 27$	
V_s	Otha e Ghoto (1978)	$C = 67.3;$ $f_a = 1,$ coeff. funzione dell'età geologica deposito; $f_g = 1.3,$ coeff. Funzione della granulometria
	$V_s = C \times N_{(60)}^{0.171} \times (z)^{0.199} \times f_a \times f_g$	
G_0	Jardineetal (1984)	**: Il coeff. è stato assunto in virtù delle considerazioni di seguito espote
	$G_0 = 1000^{**} \times C_u$	

Dove:

- C_u Coesione non drenata
- E_d Modulo di deformazione edometrico
- E_u Modulo elastico non drenato
- E_y Modulo elastico
- D_r Densità relativa
- φ Angolo di resistenza al taglio
- G_0 Modulo di taglio

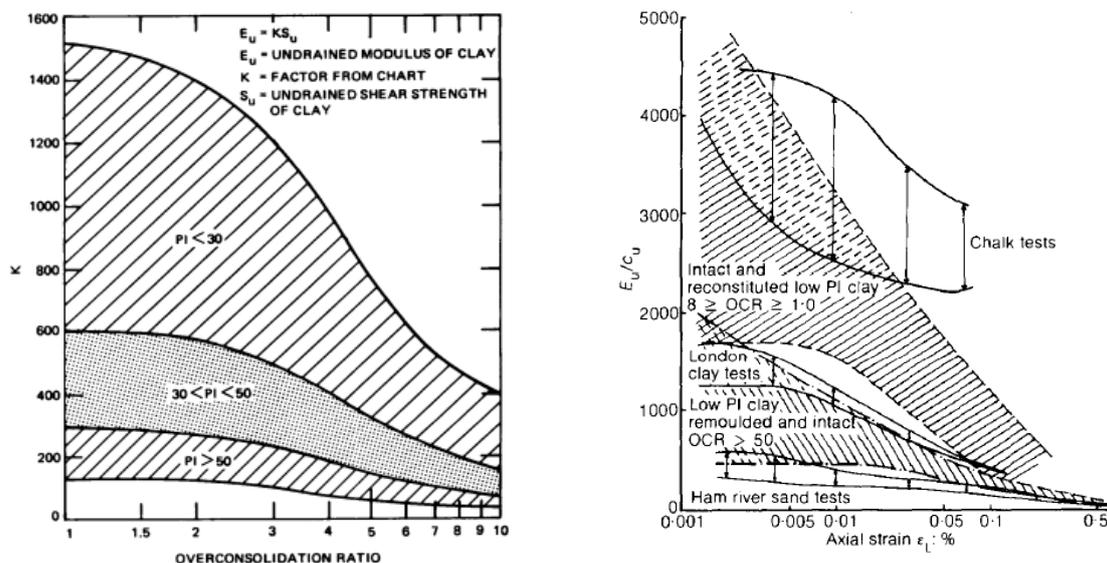


Figura 37 –a) Grafico* per la stima del modulo elastico non drenato (E_u), U.S. Army Corps of Engineers; b) Grafico per la stima del modulo di taglio (G_0), Jardine et al (1984).

** : L’assimilazione del terreno a un mezzo linearmente elastico ci permette di applicare i fondamenti riportati nella teoria dell’elasticità e ricorrere alle principali relazioni tra le costanti elastiche impiegate per descrivere le caratteristiche del mezzo terreno. Nel dettaglio si riporta la relazione esistente tra il Modulo di taglio G e il Modulo di elasticità normale E :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \quad (1)$$

In condizioni Non drenate, data l’incompressibilità volumetrica del mezzo terreno, il modulo di Poisson ν assume valore pari 0.5 consentendo di semplificare l’espressione (1) a:

$$G = E_u/3 \quad (2)$$

Per deformazioni assiali piccole, inferiori di 0,001%, è possibile definire uno stato deformativo iniziale E_0 e quindi G_0 .

$$G_0 = E_0/3 \quad (3)$$

Per il sito considerato, i terreni sono coesivi sovra consolidati a cui corrisponde un Indice di Plasticità PI relativamente basso ed è quindi ragionevole assumere in grafico un rapporto $\frac{E_u}{C_u}$ compreso tra 2000÷4500 e che combinato assieme alle (3) ci consente di ottenere la relazione:

$$G_0 = \frac{(2000 \div 4500)}{3} \times C_u \cong (700 \div 4500) \times C_u \quad (4)$$

Il parametro libero è stato assunto con valore pari a 1000.

Le prove CPT (*cone penetration test*) sono prove penetrometriche di tipo statico.

L'indagine consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica di dimensioni normalizzate, misurando in continuo o a intervalli regolari la resistenza alla penetrazione. I valori di resistenza del terreno vengono forniti in termini di:

- Resistenza alla punta q_c , ottenuta dal rapporto della forza totale agente sulla punta conica (Q_c) e l'area proiettata dal cono (A_c);
- Attrito laterale f_s , ottenuta dal rapporto della forza totale agente sul manicotto di attrito (F_s) e la superficie stessa del manicotto (A_s).

Tabella 4 – Rassegna delle correlazioni Empiriche impiegate per l'utilizzazione dei valori di resistenza forniti dalle prove CPT

Parametro	Tip. di terreno	Correlazione impiegata
Stratigrafia Indice I_{SBT}		Robertson (1983) $I_{SBT} = \sqrt{[(3.47 - \log(q_c/Pa))^2 + (\log R_f + 1.22)^2]}$
C_u		Baligh ed altri 1980 $C_u = (q_c - \vartheta_{vo})/N_K$ $N_K = 20$
E_{ed}		Buisman Sanglerat $E_{ed} = \alpha_{ed} \times (q_t - \vartheta_{vo})$ α_{ed} : Coeff. desunto da grafico *, assunto pari a 14. q_t : Resistenza totale alla punta, per hp. assunto pari a q_c .

E_u	U.S. Army corps of Engineers $E_u = \alpha \times C_u$	α : Coefficiente desunto da grafico U.S. Army Corps of Engineers , assunto pari a 300.
OCR	Kulhawy and Mayne (1990) $OCR = k \times ((q_t - \vartheta_{vo})/\vartheta'_{vo}) = k \times Q_t$	$k = 0.33$
V_s	$V_s = \sqrt{\alpha_{cs} \times (q_t - \vartheta_{vo})/Pa}$ $\alpha_{cs} = 10^{(0.55 \times I_c + 1.68)}$	
G_0	$G_0 = \rho \times V_s^2$	
E_y	Incoerenti Robertson e Campanella (1983) $E = 0.03 \times q_c + 11.7 \times \vartheta'_{vo}$	
D_r	Densità relativa Schmertmann (1978) $D_r = -97.8 + 36.6 \times \ln q_c - 26.9 \times \ln \vartheta'_{vo}$	
φ	De Beer (1965-1967) $\varphi = 5.9 + 4.76 \times \ln(q_c/\vartheta'_v)$	

Dove:

- OCR rapporto di sovraconsolidazione.

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI: Sito 1

Nr.	Srato		C	N _{SPT}	Cu-Pocket penet. (kPa)	Cu (kPa)	E _{ed} (MPa)	α	E _u (MPa)	Classificazione
	Prof.	Tipo								
1	0.20	C	4.00	10	-	67.00	7.10	300	20.10	consistente
2	0.40	C	4.00	16	-	107.20	11.36	300	32.16	Molto consistente
3	0.60	C	4.00	16	-	107.20	11.36	300	32.16	Molto consistente
4	0.80	C	4.00	16	-	107.20	11.36	300	32.16	Molto consistente
5	1.00	C	4.00	21	-	140.70	14.91	300	42.21	Molto consistente
6	1.20	C	4.00	21	-	140.70	14.91	300	42.21	Molto consistente
7	1.40	C	4.00	16	-	107.20	11.36	300	32.16	Molto consistente
8	1.60	C	4.00	16	-	107.20	11.36	300	32.16	Molto consistente
9	1.80	C	4.00	16	-	107.20	11.36	300	32.16	Molto consistente
10	2.00	C	4.00	16	-	107.20	11.36	300	32.16	Molto consistente
11	2.20	C	4.00	21	-	140.70	14.91	300	42.21	Molto consistente
12	2.40	C	4.00	16	-	107.20	11.36	300	32.16	Molto consistente
13	2.60	C	4.00	16	-	107.20	11.36	300	32.16	Molto consistente
14	2.80	C	4.00	16	-	107.20	11.36	300	32.16	Molto consistente
15	3.00	C	4.00	16	-	107.20	11.36	300	32.16	Molto consistente
16	3.20	C	4.00	16	-	107.20	11.36	300	32.16	Molto consistente
17	3.40	C	4.00	16	-	107.20	11.36	300	32.16	Molto consistente
18	3.60	C	4.00	16	-	107.20	11.36	300	32.16	Molto consistente
19	3.80	C	4.00	10	-	67.00	7.10	300	20.10	consistente
20	4.00	C	4.00	16	-	107.20	11.36	300	32.16	Molto consistente
21	4.20	C	4.00	21	-	140.70	14.91	300	42.21	Molto consistente
22	4.40	C	4.00	31	-	207.70	22.01	300	62.31	Estremamente consistente
23	4.60	C	4.00	26	-	174.20	18.46	300	52.26	Molto consistente
24	4.80	C	4.00	31	-	207.70	22.01	300	62.31	Estremamente consistente
25	5.00	C	4.00	36	-	241.20	25.56	300	72.36	Estremamente consistente
26	5.20	C	4.00	36	-	241.20	25.56	300	72.36	Estremamente consistente
27	5.40	I	2.00	23	-	-	-	-	-	Moderatamente addensato
28	5.60	I	2.00	23	-	-	-	-	-	Moderatamente addensato
29	5.80	I	2.00	26	-	-	-	-	-	Moderatamente addensato
30	6.00	I	2.00	29	-	-	-	-	-	Moderatamente addensato
31	6.20	I	2.00	29	-	-	-	-	-	Moderatamente addensato
32	6.40	I	1.50	53	-	-	-	-	-	Molto addensato
33	6.60	I	1.50	68	-	-	-	-	-	Molto addensato
34	6.80	I	1.50	62	-	-	-	-	-	Molto addensato
35	7.00	I	1.50	74	-	-	-	-	-	Molto addensato
36	7.20	I	1.50	74	-	-	-	-	-	Molto addensato
37	7.40	I	1.50	107	-	-	-	-	-	Molto addensato
38	7.60	I	1.50	86	-	-	-	-	-	Molto addensato
39	7.80	I	1.50	76	-	-	-	-	-	Molto addensato
40	8.00	I	1.50	68	-	-	-	-	-	Molto addensato
41	8.20	I	1.50	70	-	-	-	-	-	Molto addensato
42	8.40	I	1.50	78	-	-	-	-	-	Molto addensato
43	8.60	I	1.50	49	-	-	-	-	-	Molto consistente
44	8.80	I	1.50	62	-	-	-	-	-	Molto addensato
45	9.00	I	1.50	94	-	-	-	-	-	Molto addensato
46	9.20	I	1.50	74	-	-	-	-	-	Molto addensato
47	9.40	I	1.50	86	-	-	-	-	-	Molto addensato
48	9.60	I	1.50	74	-	-	-	-	-	Molto addensato
49	9.80	I	1.50	80	-	-	-	-	-	Molto addensato
50	10.00	I	1.50	94	-	-	-	-	-	Molto addensato

Parametrizzazione unità litologiche

Nr.	Srato		C	N _{SPT}	Cu-Pocket penet. (kPa)	Cu (kPa)	E _{ed} (MPa)	α	E _u (MPa)	Classificazione
	Prof.	Tipo								
1	0.20	I-C	4.00	10	-	67.00	7.10	300	20.10	Riporto
2	5.20	C	4.00	20	-	134.00	14.20	300	40	Molto consistente
3	6.20	I	4.00	26	-	-	-	-	-	Moderatamente addensato
4	10.00	I	4.00	75	-	-	-	-	-	Molto addensato

γ (Kn/m ³)	E_y (MPa)	D_r	φ_1	φ_2	φ_3	V_s (m/s)	G_0 (MPa)
18.00	-	-	-	-	-	94	67.00
18.00	-	-	-	-	-	117	107.20
18.00	-	-	-	-	-	127	107.20
18.00	-	-	-	-	-	134	107.20
18.00	-	-	-	-	-	147	140.70
18.00	-	-	-	-	-	153	140.70
18.00	-	-	-	-	-	150	107.20
18.00	-	-	-	-	-	154	107.20
18.00	-	-	-	-	-	158	107.20
18.00	-	-	-	-	-	161	107.20
18.00	-	-	-	-	-	172	140.70
18.00	-	-	-	-	-	167	107.20
18.00	-	-	-	-	-	170	107.20
18.00	-	-	-	-	-	173	107.20
18.00	-	-	-	-	-	175	107.20
18.00	-	-	-	-	-	177	107.20
18.00	-	-	-	-	-	179	107.20
18.00	-	-	-	-	-	181	107.20
18.00	-	-	-	-	-	169	67.00
18.00	-	-	-	-	-	185	107.20
18.00	-	-	-	-	-	196	140.70
18.00	-	-	-	-	-	211	207.70
18.00	-	-	-	-	-	207	174.20
18.00	-	-	-	-	-	215	207.70
18.00	-	-	-	-	-	222	241.20
18.00	-	-	-	-	-	224	241.20
18.00	27.60	0.62	38	34	34	228	95.41
18.00	27.60	0.62	38	34	34	230	96.80
18.00	31.20	0.66	39	35	35	236	102.36
18.00	34.80	0.70	39	36	36	242	107.70
18.00	34.80	0.70	39	36	36	244	109.12
19.00	63.60	0.14	43	43	43	362	253.69
19.00	81.60	0.16	42	47	47	380	279.66
19.00	74.40	0.15	43	45	46	376	274.20
19.00	88.80	0.16	42	48	49	390	294.69
19.00	88.80	0.16	42	48	49	392	298.01
19.00	128.40	0.19	33	55	59	420	341.78
19.00	103.20	0.17	39	51	53	407	320.55
19.00	91.20	0.16	41	49	50	400	310.48
19.00	81.60	0.15	42	47	47	395	301.92
19.00	84.00	0.15	42	47	48	399	307.93
19.00	93.60	0.15	41	49	50	408	322.62
19.00	58.80	0.12	42	42	42	379	277.79
19.00	74.40	0.13	43	45	46	396	303.84
19.00	112.80	0.16	37	53	55	427	353.46
19.00	88.80	0.14	42	48	49	412	328.55
19.00	103.20	0.15	39	51	53	424	348.85
19.00	88.80	0.14	42	48	49	415	334.16
19.00	96.00	0.14	41	50	51	423	346.02
19.00	112.80	0.15	37	53	55	436	368.59

γ (kN/m ³)	E_y (MPa)	D_r	φ_1	φ_2	φ_3	V_s (m/s)	G_0 (MPa)
18.00	-	-	-	-	-	94	67
18.00	-	-	-	-	-	203	134
18.00	31.20	0.66	39	35	35	239	105.12
19.00	90.00	0.14	41	49	50	420	341.20

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI: MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) (Sito1)

MASW 1

Strato	Profo. (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	ρ (kg/m ³)	a (Vp/Vs)	ν (MPa)	G ₀ (MPa)
1	2	210		1800			79.38
2	5	320		1800			184.32
3	8	415		1800			310.01
4	12	425		1900			343.19
5	16	500	816	1900	1.63	0.20	475.00
6	30	636	1039	1900	1.63	0.20	768.54

$V_{s,30}$: 431 m/s

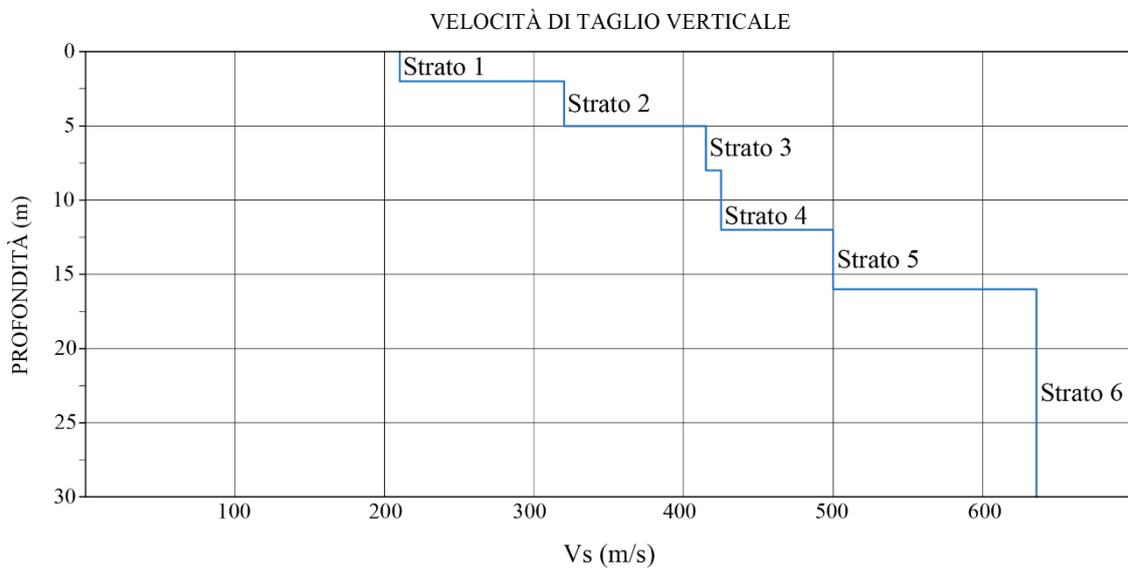


Figura 6 – Andamento delle Vs fino alla profondità di m 30.

DPSH 1-Edificio scolastico "M.Nuti" (Sito 1)

RESTITUZIONE GRAFICA DEI DATI RILEVATI DALLA PROVA DPSH 1: Moduli di deformazione

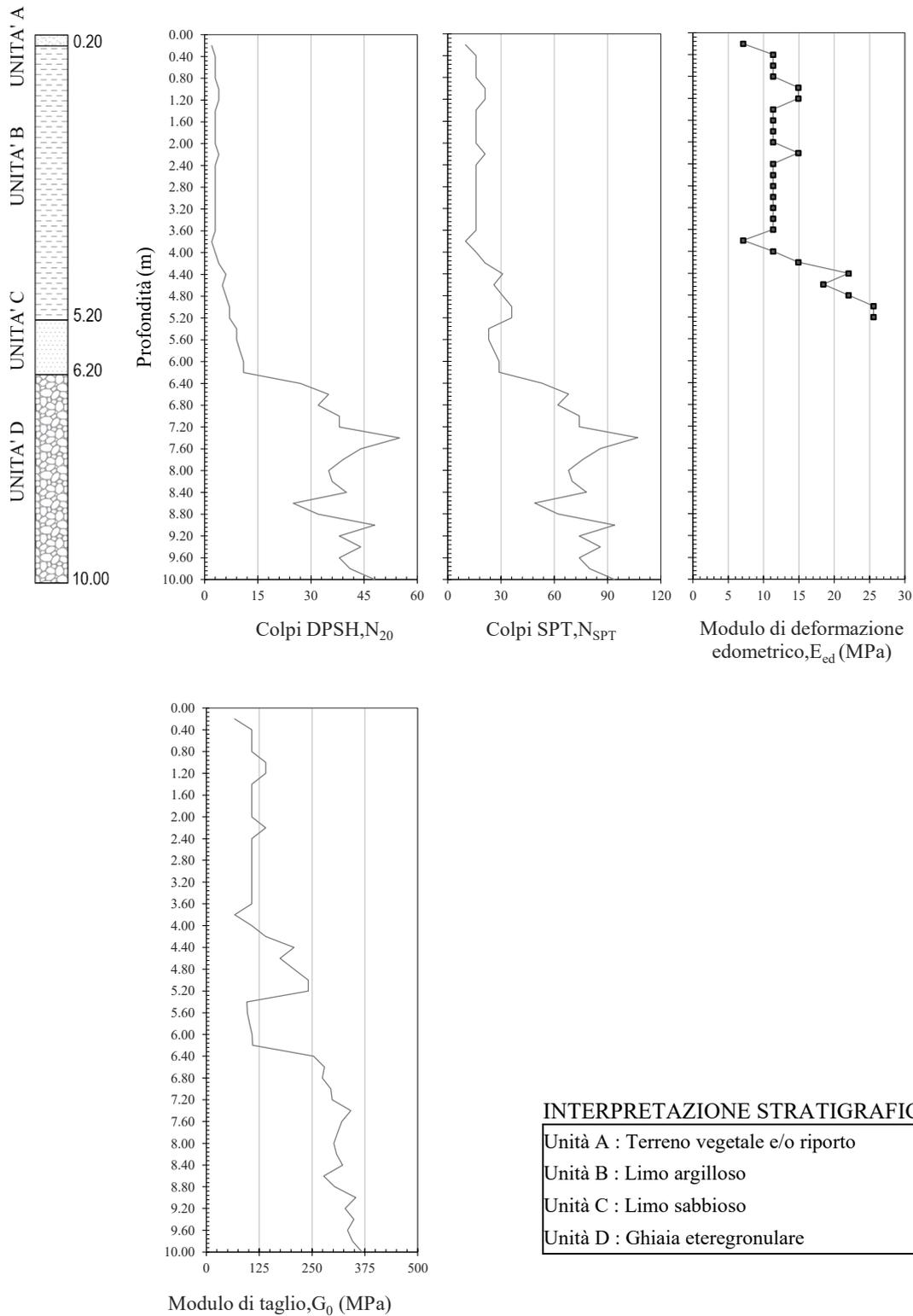


Figura 38 - Restituzione dei dati rilevati in sito:(a) N_{20} , (b) N_{SPT} , (c) Modulo di deformazione edometrico, (d) Modulo di taglio

RESTITUZIONE GRAFICA DEI DATI RILEVATI DALLA PROVA DPSH1: Moduli di deformazione

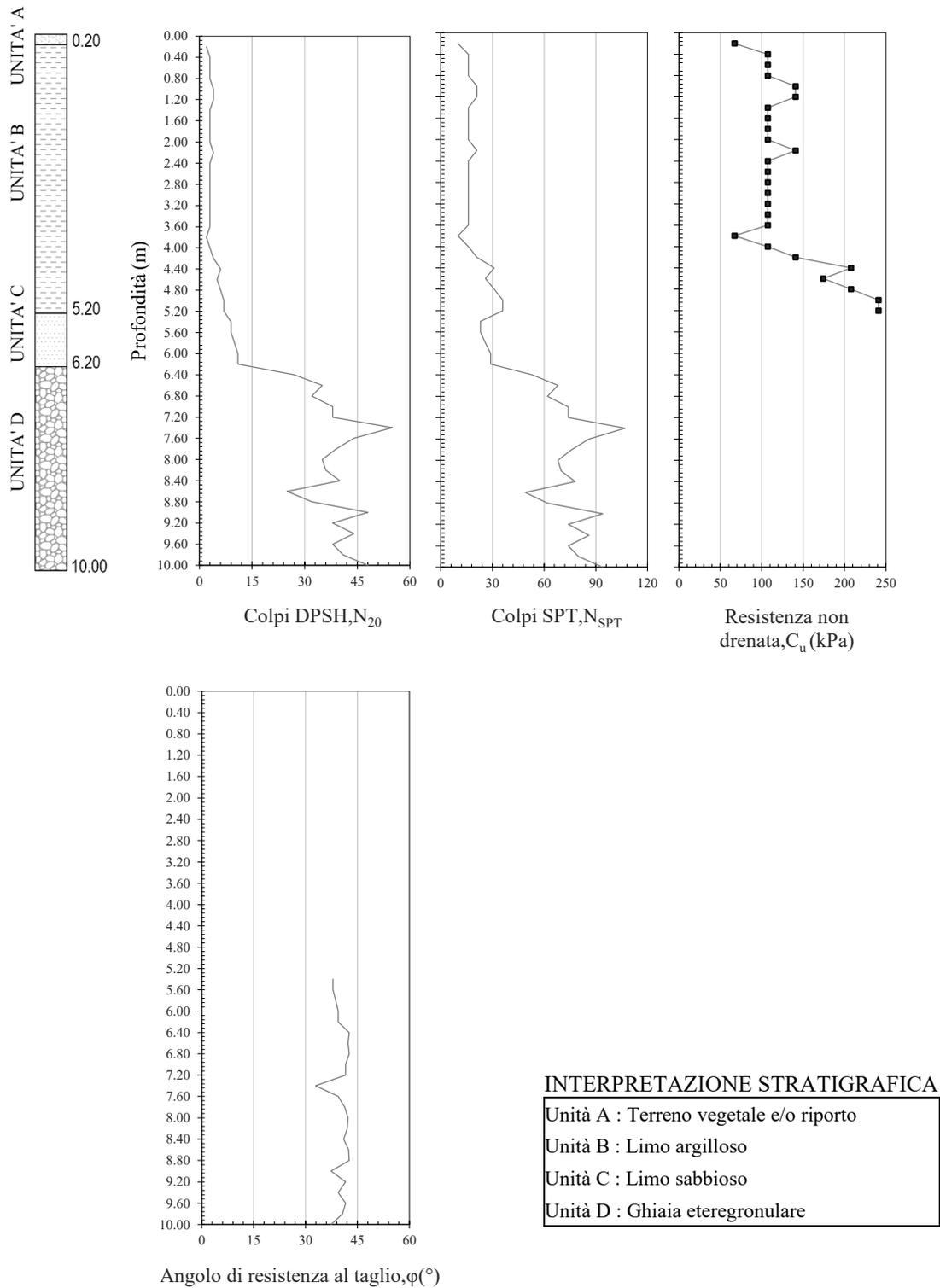


Figura 39 - Restituzione dei dati rilevati in sito:(a) N20,(b) NSPT,(c) Resistenza non drenata Cu,(d) Angolo di resistenza al taglio ϕ .

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI: Sito 2

Nr.	Srato		C	N _{SPT}	Cu-Pocket penet. (kPa)	Cu (kPa)	E _{ed} (MPa)	α	E _u (MPa)	Classificazione
	Prof.	Tipo								
1	0.20	C	4.00	5	-	33.50	3.55	300	10.05	Moderatamente consistente
2	0.40	C	4.00	5	-	33.50	3.55	301	10.08	Moderatamente consistente
3	0.60	C	4.00	5	-	33.50	3.55	302	10.12	Moderatamente consistente
4	0.80	C	4.00	5	-	33.50	3.55	303	10.15	Moderatamente consistente
5	1.00	C	4.00	5	-	33.50	3.55	304	10.18	Moderatamente consistente
6	1.20	C	4.00	10	-	67.00	7.10	305	20.44	consistente
7	1.40	C	4.00	5	-	33.50	3.55	306	10.25	Moderatamente consistente
8	1.60	C	4.00	5	-	33.50	3.55	307	10.28	Moderatamente consistente
9	1.80	C	4.00	10	-	67.00	7.10	308	20.64	consistente
10	2.00	C	4.00	5	-	33.50	3.55	309	10.35	Moderatamente consistente
11	2.20	C	4.00	16	-	107.20	11.36	310	33.23	Molto consistente
12	2.40	C	4.00	10	-	67.00	7.10	311	20.84	consistente
13	2.60	C	4.00	16	-	107.20	11.36	312	33.45	Molto consistente
14	2.80	C	4.00	10	-	67.00	7.10	313	20.97	consistente
15	3.00	C	4.00	5	-	33.50	3.55	314	10.52	Moderatamente consistente
16	3.20	C	4.00	10	-	67.00	7.10	315	21.11	consistente
17	3.40	C	4.00	16	90.00	107.20	11.36	316	33.88	Molto consistente
18	3.60	C	4.00	16	-	107.20	11.36	317	33.98	Molto consistente
19	3.80	C	4.00	10	-	67.00	7.10	318	21.31	consistente
20	4.00	C	4.00	10	-	67.00	7.10	319	21.37	consistente
21	4.20	C	4.00	10	-	67.00	7.10	320	21.44	consistente
22	4.40	C	4.00	16	-	107.20	11.36	321	34.41	Molto consistente
23	4.60	C	4.00	16	-	107.20	11.36	322	34.52	Molto consistente
24	4.80	C	4.00	16	-	107.20	11.36	323	34.63	Molto consistente
25	5.00	C	4.00	16	-	107.20	11.36	324	34.73	Molto consistente
26	5.20	C	4.00	16	-	107.20	11.36	325	34.84	Molto consistente
27	5.40	C	4.00	16	-	107.20	11.36	326	34.95	Molto consistente
28	5.60	C	4.00	21	-	140.70	14.91	327	46.01	Molto consistente
29	5.80	C	4.00	21	-	140.70	14.91	328	46.15	Molto consistente
30	6.00	C	4.00	21	-	140.70	14.91	329	46.29	Molto consistente
31	6.20	C	4.00	26	-	174.20	18.46	330	57.49	Molto consistente
32	6.40	C	4.00	21	-	140.70	14.91	331	46.57	Molto consistente
33	6.60	C	4.00	26	-	174.20	18.46	332	57.83	Molto consistente
34	6.80	C	4.00	21	-	140.70	14.91	333	46.85	Molto consistente
35	7.00	C	4.00	21	-	140.70	14.91	334	46.99	Molto consistente
36	7.20	C	4.00	16	-	107.20	11.36	335	35.91	Molto consistente
37	7.40	C	4.00	16	-	107.20	11.36	336	36.02	Molto consistente
38	7.60	C	4.00	26	-	174.20	18.46	337	58.71	Molto consistente
39	7.80	C	4.00	21	-	140.70	14.91	338	47.56	Molto consistente
40	8.00	I	1.50	14	-	-	-	-	-	Moderatamente addensato
41	8.20	I	1.50	25	-	-	-	-	-	Moderatamente addensato
42	8.40	I	1.50	41	-	-	-	-	-	Molto consistente
43	8.60	I	1.50	51	-	-	-	-	-	Molto addensato
44	8.80	I	1.50	51	-	-	-	-	-	Molto addensato
45	9.00	I	1.50	25	-	-	-	-	-	Moderatamente addensato
46	9.20	I	1.50	27	-	-	-	-	-	Moderatamente addensato
47	9.40	I	1.50	33	-	-	-	-	-	Molto consistente
48	9.60	I	1.50	35	-	-	-	-	-	Molto consistente
49	9.80	I	1.50	27	-	-	-	-	-	Moderatamente addensato
50	10.00	I	1.50	33	-	-	-	-	-	Molto consistente
51	10.20	I	1.50	39	-	-	-	-	-	Molto consistente
52	10.40	I	1.50	35	-	-	-	-	-	Molto consistente
53	10.60	I	1.50	45	-	-	-	-	-	Molto consistente
54	10.80	I	1.50	39	-	-	-	-	-	Molto consistente
55	11.00	I	1.50	39	-	-	-	-	-	Molto consistente
56	11.20	I	1.50	33	-	-	-	-	-	Molto consistente
57	11.40	I	1.50	29	-	-	-	-	-	Moderatamente addensato
58	11.60	I	1.50	35	-	-	-	-	-	Molto consistente
59	11.80	I	1.50	39	-	-	-	-	-	Molto consistente

Parametrizzazione unità litologiche

Nr.	Srato		C	N _{SPT}	Cu-Pocket penet. (kPa)	Cu (kPa)	E _{ed} (kPa)	α	E _u (kPa)	Classificazione
	Prof.	Tipo								
1	1.00	I-C	4.00	5	-	33.50	3.55	300	10.05	Riporto
2	7.80	C	4.00	15	90 (Prof.m3.4)	100.50	10.65	305	30.65	consistente
3	11.80	I	1.50	35	-	-	-	-	-	Estremamente consistente

γ (kN/m ³)	E_y (MPa)	D_r	φ_1	φ_2	φ_3	V_s (m/s)	G_0 (MPa)
18.00	-	-	-	-	-	84	33.50
18.00	-	-	-	-	-	96	33.50
18.00	-	-	-	-	-	104	33.50
18.00	-	-	-	-	-	110	33.50
18.00	-	-	-	-	-	115	33.50
18.00	-	-	-	-	-	134	67.00
18.00	-	-	-	-	-	123	33.50
18.00	-	-	-	-	-	127	33.50
18.00	-	-	-	-	-	146	67.00
18.00	-	-	-	-	-	132	33.50
18.00	-	-	-	-	-	164	107.20
18.00	-	-	-	-	-	154	67.00
18.00	-	-	-	-	-	170	107.20
18.00	-	-	-	-	-	159	67.00
18.00	-	-	-	-	-	143	33.50
18.00	-	-	-	-	-	163	67.00
18.00	-	-	-	-	-	179	107.20
18.00	-	-	-	-	-	181	107.20
18.00	-	-	-	-	-	169	67.00
18.00	-	-	-	-	-	171	67.00
18.00	-	-	-	-	-	173	67.00
18.00	-	-	-	-	-	189	107.20
18.00	-	-	-	-	-	190	107.20
18.00	-	-	-	-	-	192	107.20
18.00	-	-	-	-	-	194	107.20
18.00	-	-	-	-	-	195	107.20
18.00	-	-	-	-	-	197	107.20
18.00	-	-	-	-	-	207	140.70
18.00	-	-	-	-	-	209	140.70
18.00	-	-	-	-	-	210	140.70
18.00	-	-	-	-	-	220	174.20
18.00	-	-	-	-	-	213	140.70
18.00	-	-	-	-	-	222	174.20
18.00	-	-	-	-	-	216	140.70
18.00	-	-	-	-	-	217	140.70
18.00	-	-	-	-	-	208	107.20
18.00	-	-	-	-	-	209	107.20
18.00	-	-	-	-	-	229	174.20
18.00	-	-	-	-	-	222	140.70
19.00	16.80	0.07	35	29	31	301	175.85
19.00	30.00	0.09	38	34	35	334	216.54
19.00	49.20	0.11	42	40	39	366	258.92
19.00	61.20	0.12	43	43	42	381	281.62
19.00	61.20	0.12	43	43	42	383	284.20
19.00	30.00	0.08	38	34	35	341	224.71
19.00	32.40	0.09	39	35	35	347	232.73
19.00	39.60	0.09	40	37	37	360	251.41
19.00	42.00	0.10	41	38	38	365	258.67
19.00	32.40	0.08	39	35	35	351	238.66
19.00	39.60	0.09	40	37	37	365	257.67
19.00	46.80	0.10	41	39	39	377	274.98
19.00	42.00	0.09	41	38	38	371	267.05
19.00	54.00	0.10	42	41	41	389	293.23
19.00	46.80	0.10	41	39	39	381	281.31
19.00	46.80	0.09	41	39	39	383	283.37
19.00	39.60	0.09	40	37	37	373	269.56
19.00	34.80	0.08	39	36	36	366	259.73
19.00	42.00	0.09	41	38	38	379	278.91
19.00	46.80	0.09	41	39	39	388	291.40

γ (Kn/m ³)	E_y (kPa)	D_r	φ_1	φ_2	φ_3	V_s (m/s)	G_0 (kPa)
18.00	-	-	-	-	-	115	33.50
18.00	-	-	-	-	-	209	100.50
19.00	42.00	0.09	41	38	38	381	280.81

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

ISBT	Robertson et al. (1986)	Strato		Cu-Pocket penet. (kPa)	Cu (kPa)	α_{ed}	E_{ed} (MPa)
		Nr.	Prof.				
-	-	1	0.20	C	-	-	-
3.57	Limi:da limi argillosi ad argille limose	2	0.40	C	-	40	11.24
3.36	Limi:da limi argillosi ad argille limose	3	0.60	C	-	65	18.19
3.47	Limi:da limi argillosi ad argille limose	4	0.80	C	-	50	13.94
3.47	Limi:da limi argillosi ad argille limose	5	1.00	C	-	50	13.89
3.46	Limi:da limi argillosi ad argille limose	6	1.20	C	-	50	14.12
3.29	Limi:da limi argillosi ad argille limose	7	1.40	C	-	75	21.07
3.29	Limi:da limi argillosi ad argille limose	8	1.60	C	-	75	21.02
3.39	Limi:da limi argillosi ad argille limose	9	1.80	C	-	60	16.77
3.29	Limi:da limi argillosi ad argille limose	10	2.00	C	-	75	20.92
3.24	Limi:da limi argillosi ad argille limose	11	2.20	C	-	85	23.81
3.17	Limi:da limi argillosi ad argille limose	12	2.40	C	-	100	27.96
3.11	Limi:da limi argillosi ad argille limose	13	2.60	C	-	115	32.10
3.09	Limi:da limi argillosi ad argille limose	14	2.80	C	-	119	33.45
3.11	Limi:da limi argillosi ad argille limose	15	3.00	C	-	114	32.00
3.04	Limi:da limi argillosi ad argille limose	16	3.20	C	-	140	39.23
3.03	Limi:da limi argillosi ad argille limose	17	3.40	C	90.00	140	39.18
3.12	Limi:da limi argillosi ad argille limose	18	3.60	C	-	110	30.73
3.14	Limi:da limi argillosi ad argille limose	19	3.80	C	-	105	29.28
2.96	Argille:da argille ad argille limose	20	4.00	C	-	159	44.63
2.87	Argille:da argille ad argille limose	21	4.20	C	-	205	57.32
2.93	Argille:da argille ad argille limose	22	4.40	C	-	175	48.87
2.81	Argille:da argille ad argille limose	23	4.60	C	-	229	64.22
2.98	Argille:da argille ad argille limose	24	4.80	C	-	154	43.17
3.05	Limi:da limi argillosi ad argille limose	25	5.00	C	-	129	36.12
3.04	Limi:da limi argillosi ad argille limose	26	5.20	C	-	134	37.61
3.12	Limi:da limi argillosi ad argille limose	27	5.40	C	-	109	30.56
3.00	Limi:da limi argillosi ad argille limose	28	5.60	C	-	144	40.31
2.96	Argille:da argille ad argille limose	29	5.80	C	-	159	44.46
2.97	Argille:da argille ad argille limose	30	6.00	C	-	154	43.01
2.96	Argille:da argille ad argille limose	31	6.20	C	-	159	44.64
2.96	Argille:da argille ad argille limose	32	6.40	C	-	159	44.59
2.91	Argille:da argille ad argille limose	33	6.60	C	-	179	50.14
3.01	Limi:da limi argillosi ad argille limose	34	6.80	C	-	144	40.29
3.05	Limi:da limi argillosi ad argille limose	35	7.00	C	-	129	36.04
3.06	Limi:da limi argillosi ad argille limose	36	7.20	C	-	124	34.73
3.21	Limi:da limi argillosi ad argille limose	37	7.40	C	-	94	26.28
2.23	Argille:da argille ad argille limose	38	7.60	I	-	-	-
2.21	Argille:da argille ad argille limose	39	7.80	I	-	-	-
-	-	40	8.00	I	-	-	-

Parametrizzazione unità litologiche

ISBT	Robertson et al. (1986)	Strato		Cu-Pocket penet. (kPa)	Cu (kPa)	α_{ed}	E_{ed} (MPa)
		Prof.	Tipo				
3.47	Limi:da limi argillosi ad argille limose	0.70	I-C	-	51	14	14.30
3.07	Limi:da limi argillosi ad argille limose	4.40	C	90	131	14	36.27
2.22	Argille:da argille ad argille limose	7.80	I	-	-	-	-

α	E_u (MPa)	γ (kN/m ³)	E_y (MPa)	D_r	φ	σ'_p (kPa)	OCR	α_{vs}	V_s (m/s)	ρ (kg/m ³)	G_0 (MPa)
300	-	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-
300	12.04	18	-	-	-	265	36.80	4396	187	1800	62.90
300	19.49	18	-	-	-	429	39.70	3385	209	1800	78.38
300	14.93	18	-	-	-	329	22.82	3898	196	1800	69.15
300	14.88	18	-	-	-	327	18.19	3882	195	1800	68.63
300	15.13	18	-	-	-	333	15.41	3836	196	1800	68.93
300	22.57	18	-	-	-	497	19.71	3094	215	1800	82.97
300	22.52	18	-	-	-	495	17.20	3094	214	1800	82.77
300	17.96	18	-	-	-	395	12.20	3498	204	1800	74.66
300	22.41	18	-	-	-	493	13.70	3085	214	1800	82.15
300	25.51	18	-	-	-	561	14.17	2892	221	1800	87.64
300	29.95	18	-	-	-	659	15.25	2635	228	1800	93.77
300	34.40	18	-	-	-	757	16.17	2443	236	1800	99.84
300	35.84	18	-	-	-	789	15.65	2387	238	1800	101.65
300	34.29	18	-	-	-	754	13.97	2443	235	1800	99.52
300	42.04	18	-	-	-	925	16.06	2253	250	1800	112.52
300	41.98	18	-	-	-	924	15.09	2211	248	1800	110.27
300	32.93	18	-	-	-	724	11.18	2494	233	1800	97.57
300	31.37	18	-	-	-	690	10.09	2559	230	1800	95.39
300	47.82	18	-	-	-	1052	14.61	2041	254	1800	115.97
300	61.42	18	-	-	-	1351	17.87	1810	271	1800	132.07
300	52.36	18	-	-	-	1152	14.55	1963	260	1800	122.13
300	68.81	18	-	-	-	1514	18.28	1674	276	1800	136.89
300	46.25	18	-	-	-	1018	11.78	2079	252	1800	114.26
300	38.70	18	-	-	-	851	9.46	2279	241	1800	104.79
300	40.30	18	-	-	-	887	9.47	2237	244	1800	107.10
300	32.74	18	-	-	-	720	7.41	2482	232	1800	96.56
300	43.19	18	-	-	-	950	9.43	2147	247	1800	110.18
300	47.63	18	-	-	-	1048	10.04	2029	253	1800	114.84
300	46.08	18	-	-	-	1014	9.39	2063	251	1800	112.96
300	47.83	18	-	-	-	1052	9.43	2022	253	1800	114.88
300	47.77	18	-	-	-	1051	9.12	2022	252	1800	114.75
300	53.72	18	-	-	-	1182	9.95	1902	260	1800	121.38
300	43.16	18	-	-	-	950	7.76	2160	248	1800	110.79
300	38.61	18	-	-	-	849	6.74	2279	241	1800	104.52
300	37.21	18	-	-	-	819	6.32	2303	238	1800	101.81
300	28.15	18	-	-	-	619	4.65	2789	228	1800	93.27
-	-	19	548	83	29	-	-	809	380	1800	260.33
-	-	19	680	90	30	-	-	784	418	1800	313.76
-	-	19	905	100	31	-	-	48	119	1800	25.55

α	E_u (MPa)	γ (kN/m ³)	E_y (MPa)	D_r	φ	σ'_p (kPa)	OCR	α_{vs}	V_s (m/s)	ρ (kg/m ³)	G_0 (MPa)
300	15	18.00	-	-	-	337	26.75	3866	198	1800	70.38
300	39	18.00	-	-	-	863	10.89	2332	246	1801	108.71
-	-	19.00	2	92	30	-	-	796	430	1800	333.34

DPSH 1-Edificio sito in Via delle Rimembranze (Sito 2)

RESTITUZIONE GRAFICA DEI DATI RILEVATI DALLA PROVA DPSH 1: Moduli di deformazione

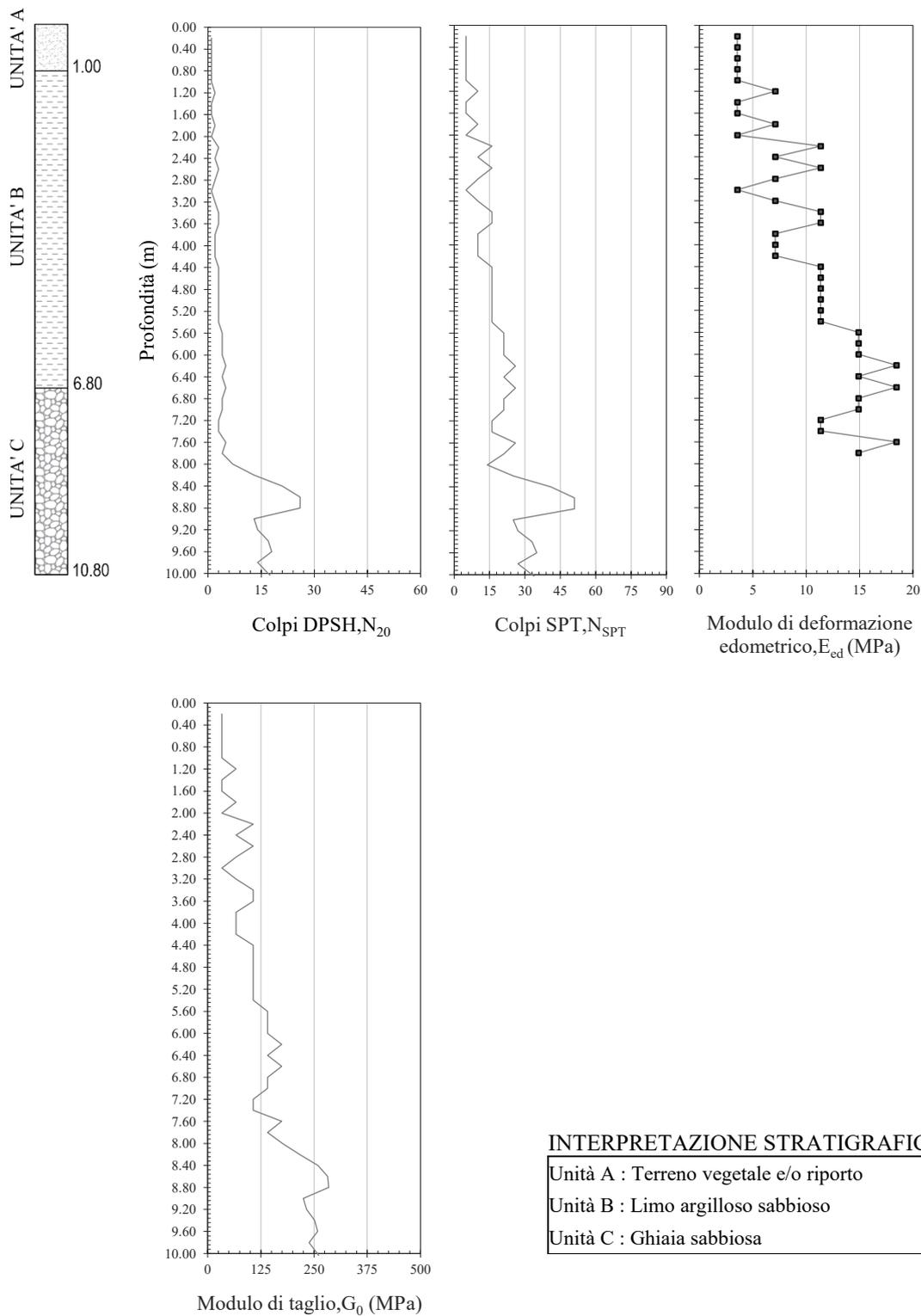


Figura 40 - Restituzione dei dati rilevati in sito:(a) N_{20} ,(b) N_{SPT} ,(c) Modulo di deformazione edometrico E_{ed} ,(d) Modulo di taglio G_0 .

RESTITUZIONE GRAFICA DEI PARAMETRI STIMATI DALLA PROVA DPSH1: Valori di resistenza

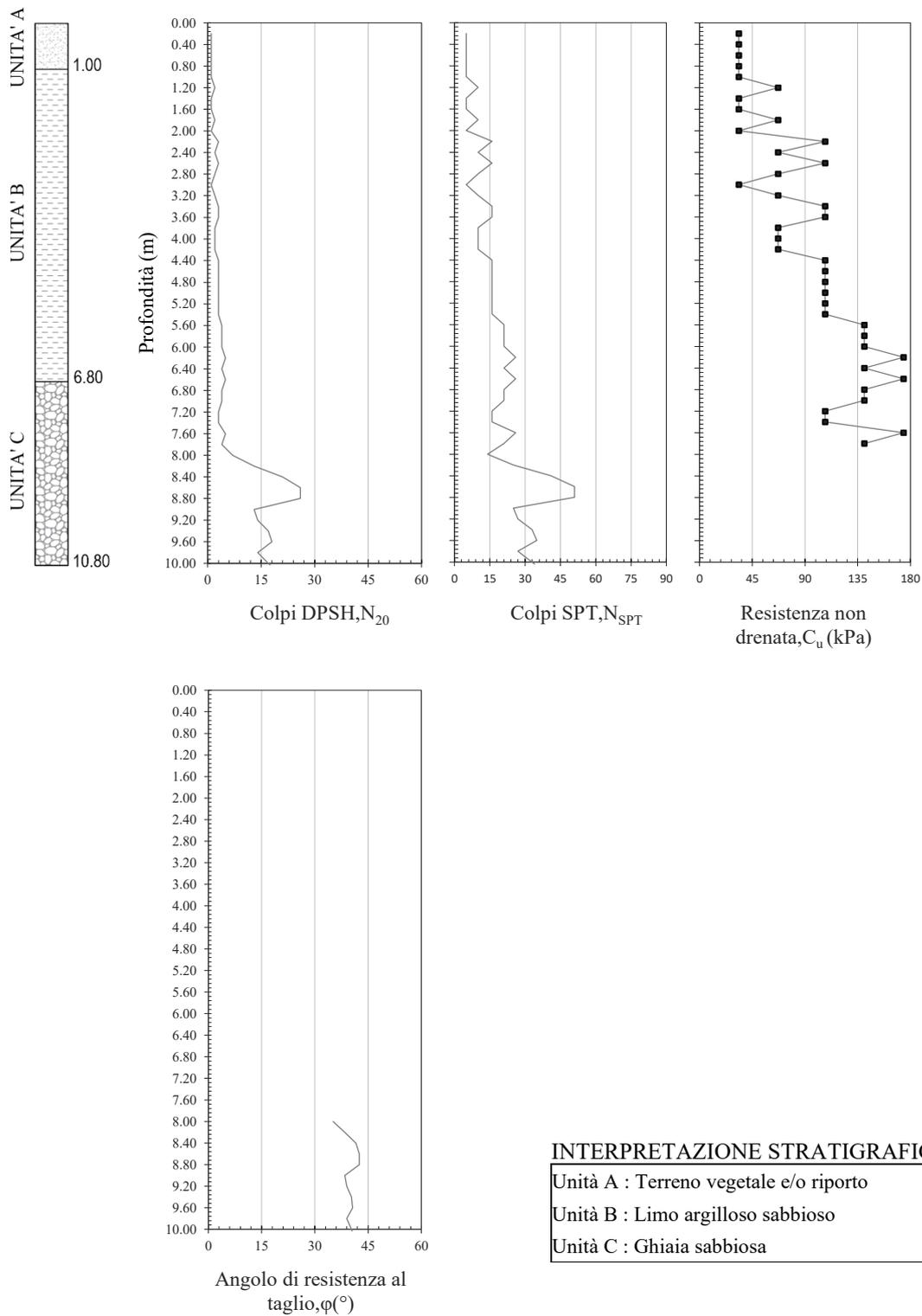
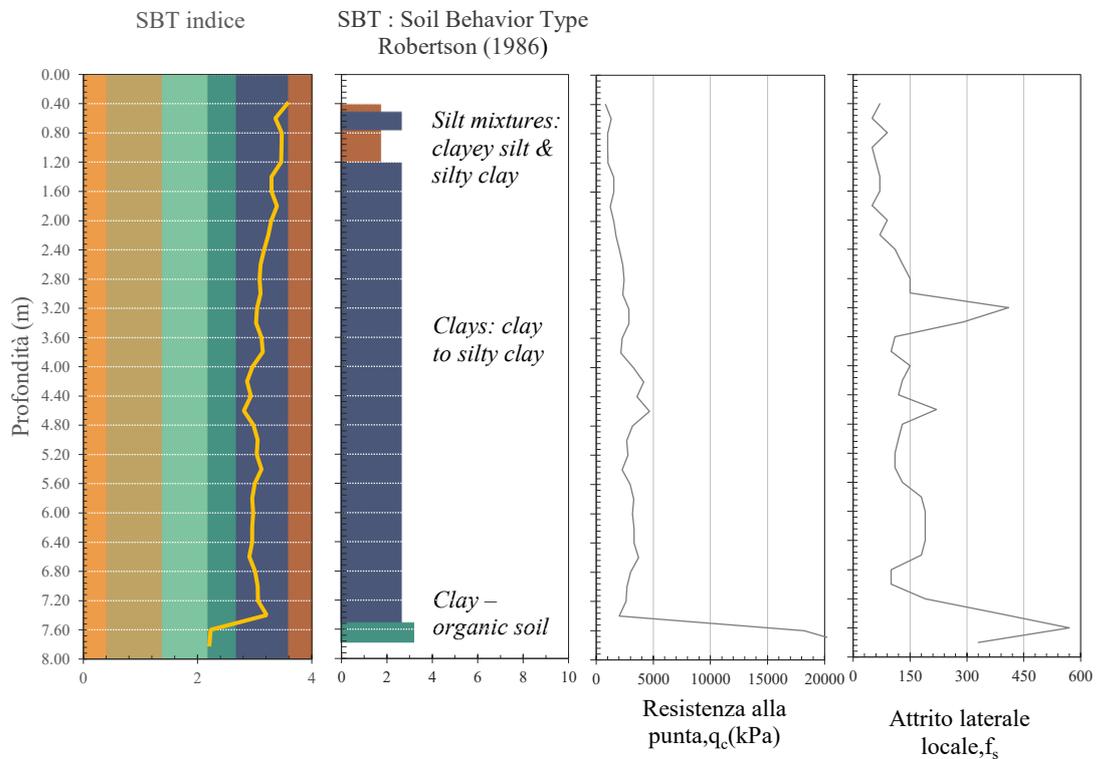


Figura 417 - Restituzione dei valori di resistenza stimati a partire dai dati delle prove eseguite in sito:(a) N20,(b) NSPT,(c) Resistenza non drenata Cu,(d) Angolo di resistenza al taglio ϕ .

RESTITUZIONE GRAFICA DEI DATI RILEVATI DALLA PROVA CPT1: Moduli di deformazione



RESTITUZIONE GRAFICA DEI PARAMETRI STIMATI DALLA PROVA CPT1: Valori di resistenza

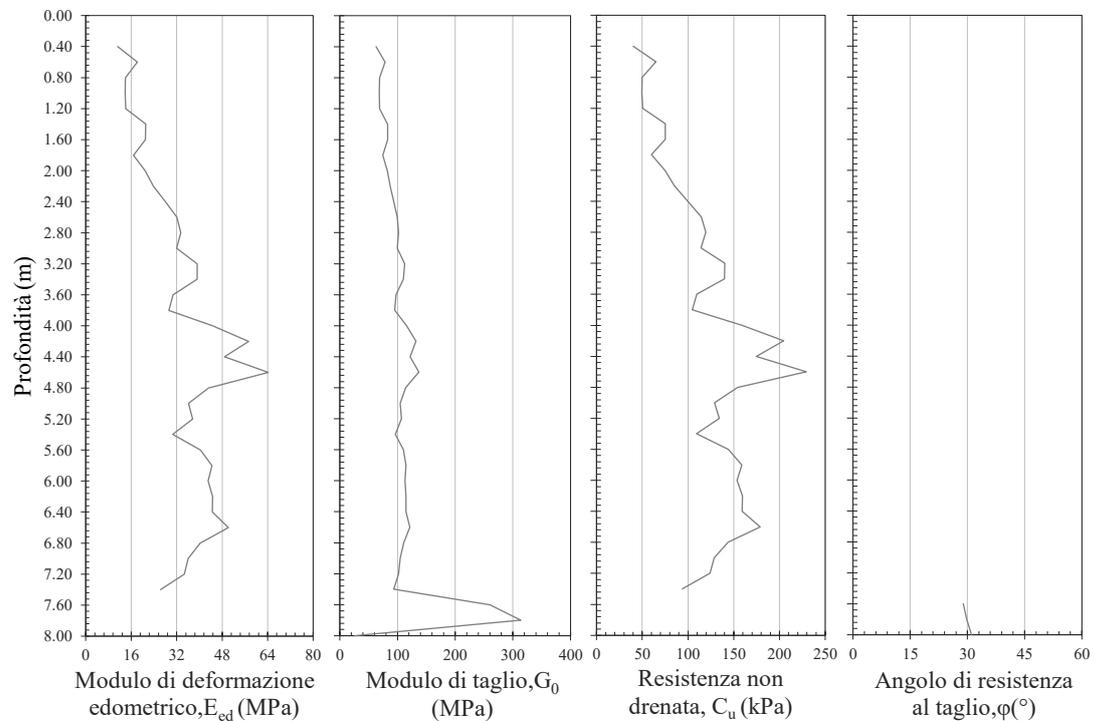


Figura 42 - Restituzione dei dati rilevati e i valori di resistenza stimati a partire dai dati delle prove eseguite in sito: (a) Indice SBT, (b) Carta di Robertson, (c) Resistenza alla punta q_s , (d) Attrito laterale f_s , (e) Modulo di deformazione edometrico E_{ed} , (f) Modulo di taglio G_0 , (g) Resistenza non drenata C_u , (h) Angolo di resistenza al taglio ϕ .

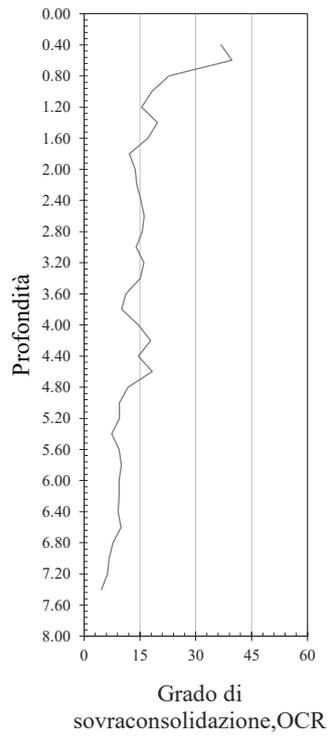


Figura 43 - Restituzione dei valori di resistenza stimati a partire dai dati delle prove eseguite in sito: (a) Grado di sovraconsolidazione OCR.

6.3.2.1 COMPARAZIONE DEI RISULTATI OTTENUTI

I parametri geotecnici individuati nelle diverse prove e nelle varie verticali considerate, opportunamente confrontati e verificati tra loro, consentono una stima sufficientemente affidabile delle proprietà geotecniche di interesse.

In prima battuta, si è verificata la possibilità di utilizzare i risultati delle prove eseguite nel sito (2) anche per il sito (1).

Mettendo a confronto i valori delle varie prove, si è potuto osservare la buona omogeneità dei risultati ottenuti sul sito (2) in termini di stima della coesione non drenata (C_u) da prove CPT, DPSH e da una prova speditiva con Pocket Penetrometro. Omogeneità che di contro non era immediatamente percepibile per le prove DPSH.

Si è quindi deciso di intervenire sul valore del parametro libero (dominio di definizione del rapporto $\frac{E_u}{C_u}$) presente nella relazione:

$$G_0 = (700 \div 1500) \times C_u \quad (3)$$

assumendo $\frac{E_u}{C_u} = 1000$.

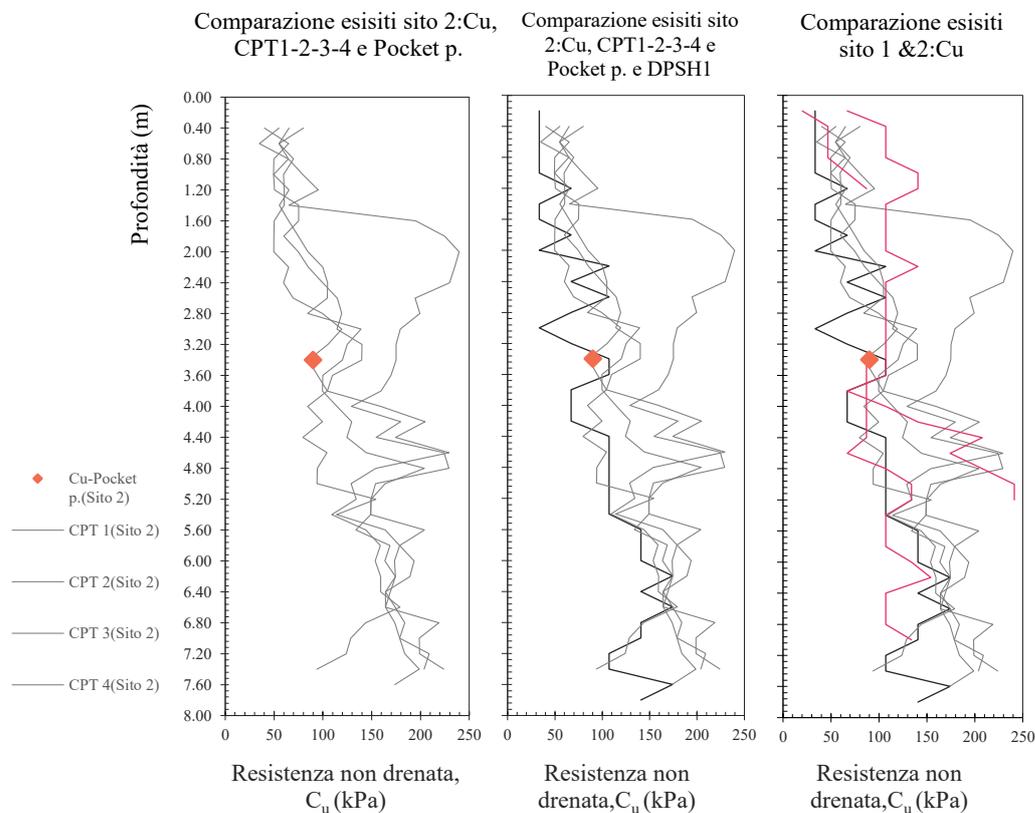


Figura 44 – Comparazione risultati valori di resistenza C_u sito 1 & 2.

Una volta verificate come attendibili e piuttosto omogenee le grandezze riguardanti il sito (2), il confronto è stato esteso ai valori misurati per il sito (1). Si è quindi osservato che i valori di G_0 forniti dalla prova MASW (sito 1) sono in buon accordo con la stima di G_0 ottenuta dai risultati delle prove CPT e DPSH (sito 2), mentre non risultano ben stimati dalle prove DPSH 1-2(sito 1).

Ipotizzando una maggiore attendibilità delle prove geotecniche eseguite nel 2(in quanto corroborati da sondaggi geognostici e CPT), si è calibrato il valore del parametro C impiegato nella relazione $N_{SPT(60\%)} = C \times N_{20(60\%)}$ per convertire il numero di colpi N_{DP} a quelli N_{SPT} , in modo tale da uniformare i valori di resistenza.

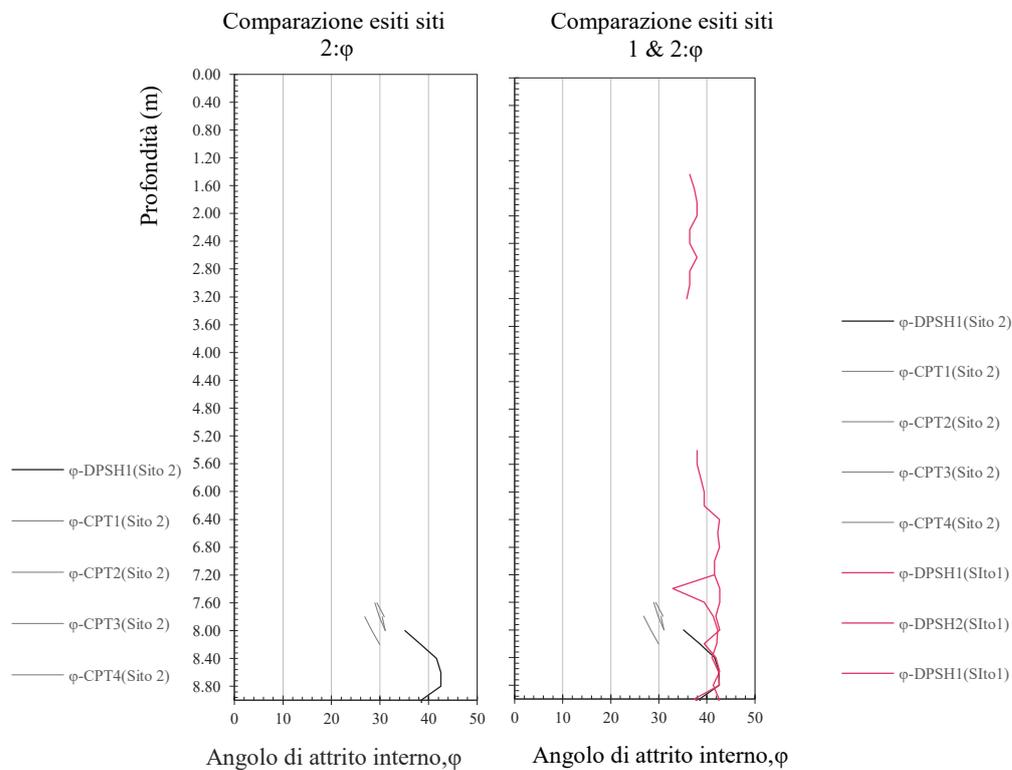


Figura 45 – Comparazione risultati valori di resistenza φ sito 1 & 2.

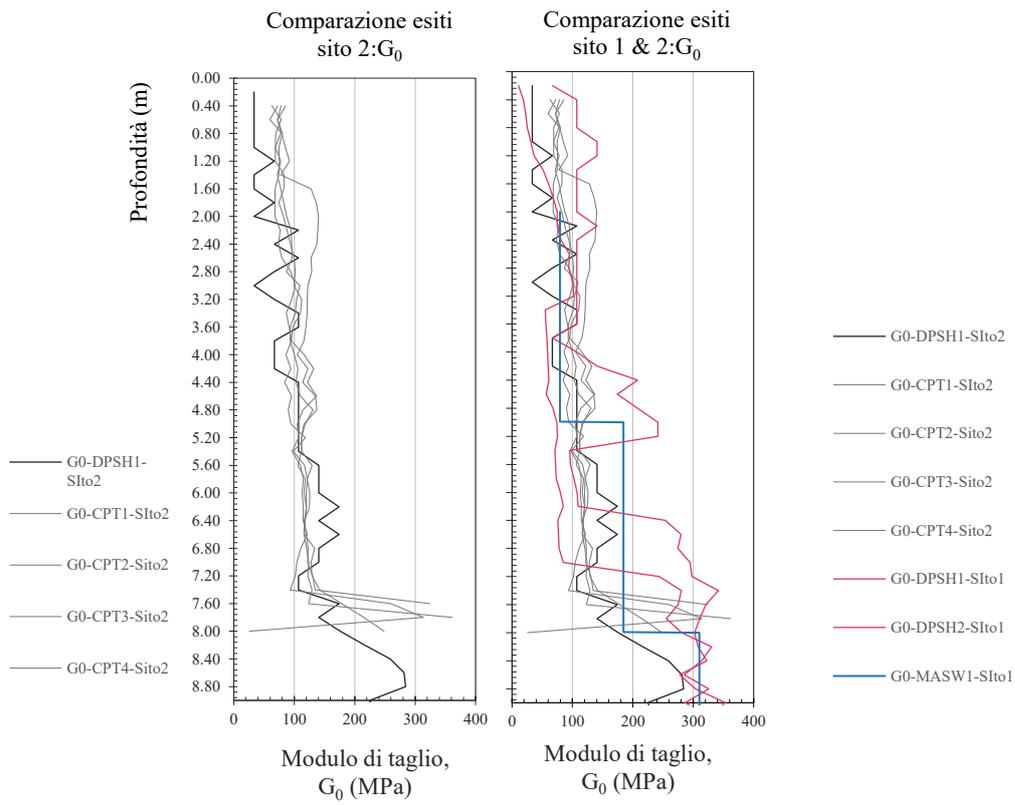


Figura 46– Comparazione risultati valori di resistenza G₀ sito 1 & 2.

6.3.2.2 CARATTERIZZAZIONE UNITA' GEOTECNICHE

L'elaborazione dei valori di resistenza misurati durante le prove penetrometriche e le procedure sopra esposte hanno consentito di determinare i seguenti valori medi dei parametri geomeccanici delle unità litologiche presenti:

DPSH1(Sito 1)

LIMO ARGILLOSO POCO COMPATTO (mt. 0,20-5,20 circa)

$C_u = 134$ kPaCoesione non drenata
 $E_{ed} = 14$ MPa.....Modulo di deformazione edometrico
 $E_u = 40$ MPaModulo elastico non drenato
 $\gamma = 18$ kN/m³Peso unità di volume
 $V_s = 203$ m/s.....Velocità delle onde di taglio
 $G_0 = 134$ MPa.....Modulo di taglio

LIMO SABBIOSO MOLTO CONSISTENTE (mt. 5,20-6,20 circa)

$\gamma = 18$ kN/m³ Peso unità di volume
 $E_y = 31$ MPa Modulo elastico
 $D_r = 19$ Densità relativa
 $\phi' = 36^\circ$ Angolo di resistenza al taglio
 $V_s = 239$ m/s..... Velocità delle onde di taglio
 $G_0 = 105$ MPa..... Modulo di taglio

GHIAIA ETEROGRANULARE (oltre mt. 6,20)

$\gamma = 19$ kN/m³ Peso unità di volume
 $E_y = 90$ MPa Modulo elastico
 $D_r = 58$ Densità relativa
 $\phi' = 47^\circ$ Angolo di resistenza al taglio
 $V_s = 420$ m/s..... Velocità delle onde di taglio
 $G_0 = 341$ MPa..... Modulo di taglio

DPSH2(Sito 1)

LIMO ARGILLOSO CONSISTENTE (mt. 0,20-1,20 circa)

$C_u = 60$ kPa	Coesione non drenata
$E_{ed} = 6$ MPa	Modulo di deformazione edometrico
$E_u = 18$ MPa	Modulo elastico non drenato
$\gamma = 18$ kN/m ³	Peso unità di volume
$V_s = 132$ m/s	Velocità delle onde di taglio
$G_0 = 60$ MPa	Modulo di taglio

LIMO SABBIOSO MOLTO CONSISTENTE (mt. 1,20-3,20 circa)

$\gamma = 18$ kN/m ³	Peso unità di volume
$E_y = 24$ MPa	Modulo elastico
$D_r = 17$	Densità relativa
$\varphi' = 34^\circ$	Angolo di resistenza al taglio
$V_s = 201$ m/s	Velocità delle onde di taglio
$G_0 = 74$ MPa	Modulo di taglio

LIMO ARGILLOSO POCO COMPATTO (mt. 3,20-7,00 circa)

$C_u = 107$ kPa	Coesione non drenata
$E_{ed} = 11$ MPa	Modulo di deformazione edometrico
$E_u = 32$ MPa	Modulo elastico non drenato
$\gamma = 18$ kN/m ³	Peso unità di volume
$V_s = 207$ m/s	Velocità delle onde di taglio
$G_0 = 107$ MPa	Modulo di taglio

GHIAIA ETEROGRANULARE (oltre mt. 7,00)

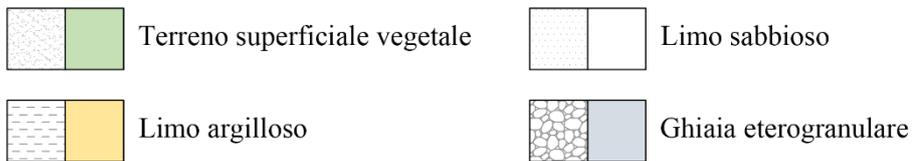
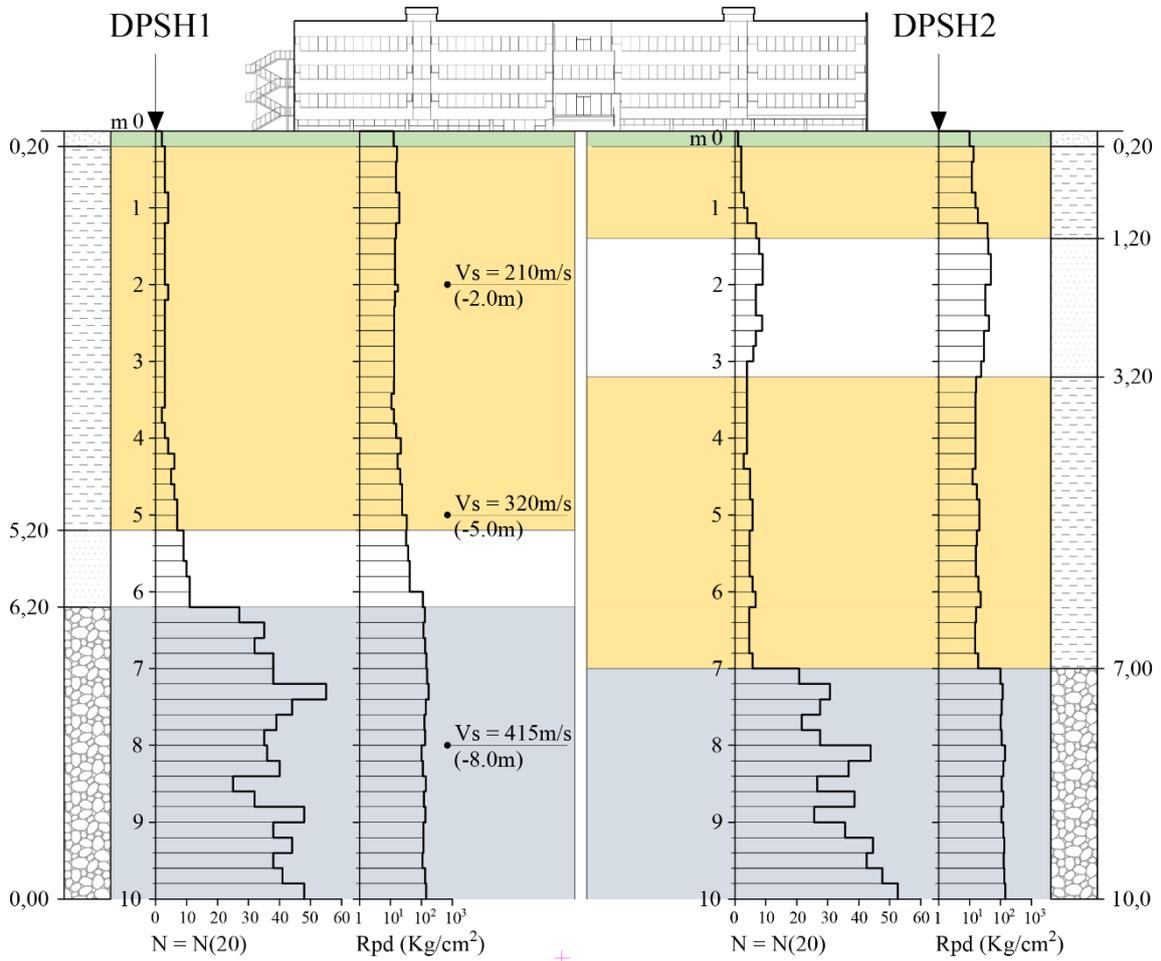
$\gamma = 19$ kN/m ³	Peso unità di volume
$E_y = 83$ MPa	Modulo elastico
$D_r = 61$	Densità relativa
$\varphi = 46^\circ$	Angolo di resistenza al taglio
$V_s = 414$ m/s	Velocità delle onde di taglio
$G_0 = 332$ MPa	Modulo di taglio

Tabella 5 – Schema riassuntivo dei parametri desunti in fase di caratterizzazione

Longitudine: 43.83926	Latitudine: 12.00643
V_{s30} (MASW)	431 m/s
Normativa italiana NTC2018:	
Vita nominale	≥ 50 anni
Classe d'uso III	1.5
V_r	75 anni
Categoria di sottosuolo	B
S_s	1,190
C_c	1,396
Categoria topografica	T1
S_t	1,0
Normativa USA FEMA:	
Categoria di sottosuolo	C

SEZIONE STRATIGRAFICA INTERPRETATIVA A-A'

Scala orizz. 1:1000 - Scala vert. 1:100



6.3.3 DEFINIZIONE DELLE IMPEDENZE IMPIEGATE NEL CALCOLO

Gli effetti di interazione inerziale sono stati considerati attraverso schematizzazione del terreno con modello di suolo alla Winkler lineare, le cui rigidezze dinamiche sono state calcolate in accordo con la formulazione proposta da Gazetas (1991). Il criterio prevede di simulare la presenza del terreno di fondazione ricorrendo alla definizione di sei impedenze, una per ogni grado di libertà di cui è dotata la fondazione.

L'adozione di una legge costitutiva elastica-lineare per i terreni implica l'esistenza di una relazione biunivoca e lineare tra sforzi e deformazioni, che è indipendente dal variabile tempo. L'applicazione di azioni sollecitanti dà luogo a deformazioni istantanee che si annullano nel momento in cui il carico agente viene rimosso; comportando un completo recupero della configurazione iniziale e senza che vi siano deformazioni residue.

Le rigidezze dinamiche sono state ottenute con approccio semplificato seguendo le direttive esposte nella guida FEMA356. Le indicazioni forniscono un procedimento alternativo alla determinazione del modulo di taglio G , che a rigore dovrebbe essere determinato a partire dalle curve di decadimento del modulo elastico e costruite in funzione del livello deformativo indotto dall'evento sismico. Questo perché il modulo di rigidezza al taglio G subisce un decadimento dal suo valore iniziale G_0 , all'aumentare delle deformazioni di taglio γ ; il valore iniziale del rapporto G/G_0 è prossimo all'unità in assenza di deformazione e diminuisce al crescere del livello deformativo.

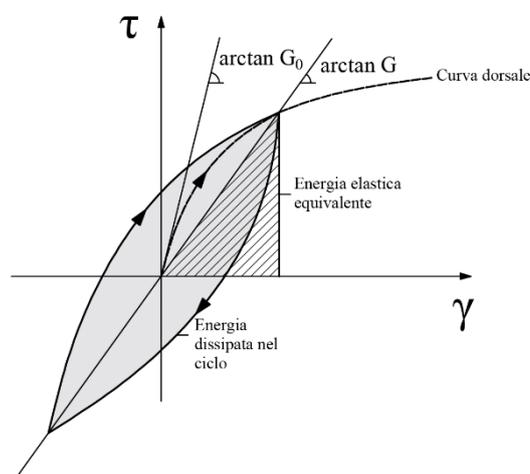


Figura 468 – Rappresentazione del comportamento ciclico dei terreni

In figura vengono riportate, a titolo di esempio, le curve di decadimento della rigidezza e di incremento del rapporto di smorzamento al crescere del livello di deformazione considerato.

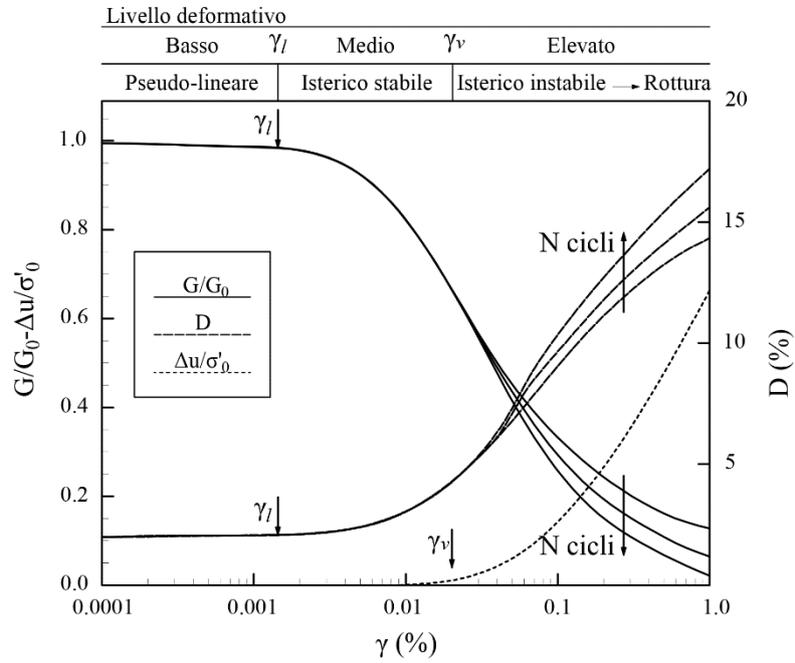


Figura 479 –Curve di decadimento del rapporto G/G_0 e dello smorzamento, in relazione al livello deformativo raggiunto durante l’evento sismico, Lanzo e Silvestri(199)

Il criterio proposto della guida FEMA356 consente di ovviare alla costruzione di tali curve fornendo valori tabellati del rapporto G/G_0 che sono funzione di un particolare parametro descrittivo dell'accelerazione di picco ($S_{XS/2.5}$) e della classe di sottosuolo.

Tabella 6 – Tabelle categorie di sottosuolo suggerite dalla guida FEMA356

Table 4-7 Effective Shear Modulus Ratio (G/G_0)				
Effective Peak Acceleration, $S_{XS/2.5}$				
Site Class	$S_{XS/2.5}$ =0	$S_{XS/2.5}$ =0.1	$S_{XS/2.5}$ =0.4	$S_{XS/2.5}$ =0.8
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	*
F	*	*	*	*

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of $S_{XS/2.5}$.

* Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

Mentre la *Site Class* è individuale sulla base delle velocità delle onde di taglio nei i primi 30m di terreno (V_{s30}), il parametro $S_{XS/2.5}$ è una grandezza sintetica connessa alla severità del danno atteso dal terremoto e definita come il rapporto tra la media delle accelerazioni orizzontali nell'intervallo dei periodi compresi tra 0.1 s e 0.5 s nello spettro di risposta elastico smorzato al 5% e 2.5.

PARAMETRI DELLO SPETTRO DI RISPOSTA ORIZZONTALE PER LO STATO LIMITE: SLV

Parametri indipendenti		Parametri dipendenti			
V_n	:	50	S :	1.190	
C_u	:	1.5	η	:	0.667
V_r	:	75	T_B	:	0.141
P_{vr}	:	0.1	T_C	:	0.424
ν	:	0.001	T_D	:	2.444
T_r	:	712			
a_g	:	0.211			
F_0	:	2.495			
T^*c	:	0.304			
S_s	:	1.19			
C_c	:	1.396			
S_T	:	1			
q	:	1.5			

	T	S _e (T)	
0 ≤ T < T _B	0.1	0.369	
	0.12	0.392	
	0.14	0.416	
T _B ≤ T < T _C	0.141	0.417	→ TB
	0.16	0.417	
	0.18	0.417	
	0.2	0.417	
	0.22	0.417	
	0.24	0.417	
	0.26	0.417	
	0.28	0.417	
	0.3	0.417	
	0.32	0.417	
	0.34	0.417	
	0.36	0.417	
	0.38	0.417	
	0.4	0.417	
0.42	0.417		
T _C ≤ T < T _D	0.424	0.417	→ TC
	0.44	0.403	
	0.46	0.385	
	0.48	0.369	
	0.5	0.354	
	S_{xs}	0.407	
	S_{xs}/2.5	0.16	

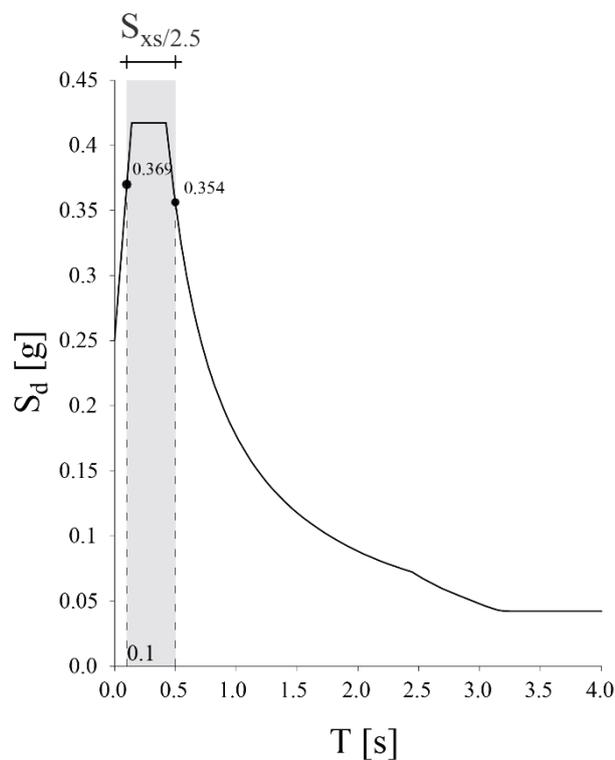


Figura 4810 – a) Definizione del parametro $S_{xs/2.5}$ descrittivo dell’accelerazione di picco; b) Rappresentazione grafica del parametro $S_{xs/2.5}$

Tabella 7 – Quadro di sintesi delle indicazioni FEMA.

Indicazioni FEMA 356

V _{s,30} (m/s)	431
Cat. Sott. - NTC 2018	B
Cat. Sott. - USA FEMA	C
Effective shear modulus ratio (G/G ₀)	0.91
2L	18.4 m
2B	1.2 m

Tabella 8 – Individuazione dei valori di resistenza impiegati alla definizione delle rigidezze dinamiche

	Profondità (m)	G (MPa)	G ₀ (MPa)	V _s (m/s)	V _p (m/s)	ν	
Ter. sup. vegetale	0.2	61	67	94	188	0.30	
	1.6	98	107	154	308	0.30	Piano d’imposta pilastri
Limo argilloso	2.6	98	107	170	340	0.30	Piano di posa fondazione
	5.2	219	24	224	448	0.30	

Tabella 9 – Stima delle rigidità dinamiche per ogni grado di libertà di cui è dotata la fondazione.

Definizione delle impedenze per fondazioni superficiali infinitamente rigide

Gradi di libertà		Rigidità statica (kN/m)		(kN/m)
Rigidità statica, K	Traslazionale lungo l'asse, x	$K_{x, sup}/2L$:	-
	Traslazionale lungo l'asse, y	$K_{y, sup}/2L$:	136980
	Traslazionale lungo l'asse, z	$K_{z, sup}/2L$:	136191
	Rotazionale attorno l'asse x, rx	$K_{rx, sup}/2L$:	80332
	Rotazionale attorno l'asse y, ry	$K_{ry, sup}/2L$:	-
	Torsionale, t	$K_t, sup}/2L$:	-

Definizione delle impedenze per fondazioni superficiali confinate infinitamente rigide

Gradi di libertà		Rigidità statica (kN/m)		(kN/m) /m
Rigidità statica, K	Traslazionale, in y o x	$K_{y, emb}$:	6409487
	Traslazionale lungo l'asse, z	$K_{z, emb}$:	4676062
	Rotazionale, rx o ry	$K_{rx, emb}$:	4602771
	Accoppiamento roto-traslazionale, yrx	$K_{yrx, emb}$:	2136496
	Torsionale, t	K_t, emb	:	-

Dominio dei valori delle rigidità K impiegate nel calcolo

K = 1

L	N. segmenti	L seg. (m)	K_z (kN/m) /m	$K_{rx, ry}$ (kN*m/rad)
7.2	24	0.3	76240	75045
3.7	12	0.3083	78358	77130
2.8	9	0.3111	79064	77825
2.19	7	0.3129	79508	78261
1.11	3	0.3700	94029	92556
0.875	3	0.2917	74122	72961
1.95	6	0.3250	82593	81299

K = 25% (1/4)

L	N. segmenti	L seg. (m)	K_z (kN/m) /m	$K_{rx, ry}$ (kN*m/rad)
7.2	24	0.3	19060	18761
3.7	12	0.3083	19589	19282
2.8	9	0.3111	19766	19456
2.19	7	0.3129	19877	19565
1.11	3	0.3700	23507	23139
0.875	3	0.2917	18531	18240
1.95	6	0.3250	20648	20325

K = 2.5% (1/40)

L	N. segmenti	L seg. (m)	K_z (kN/m) /m	$K_{rx, ry}$ (kN*m/rad)
7.2	24	0.3	1906	1876
3.7	12	0.3083	1959	1928
2.8	9	0.3111	1977	1946
2.19	7	0.3129	1988	1957
1.11	3	0.3700	2351	2314
0.875	3	0.2917	1853	1824
1.95	6	0.3250	2065	2032

6.3.4 MODELLI ADOTTATI PER IL CALCOLO

L'incidenza del SSI sulla risposta sismica dell'edificio scolastico è stata stimata a partire dal confronto diretto di tre modelli distinti per condizioni di vincolo adottate e dunque differente grado di approssimazione del fenomeno, rispettivamente:

- Modello 1: Struttura a base fissa;
- Modello 2: Struttura fondata su suolo deformabile, in cui la deformabilità del suolo è stata ricreata per mezzo di sole impedenze traslazionali verticali (dirette lungo l'asse z).
- Modello 3: Struttura fondata su suolo deformabile, in cui la deformabilità del suolo è stata ricreata per mezzo di impedenze traslazionali e rotazionali.

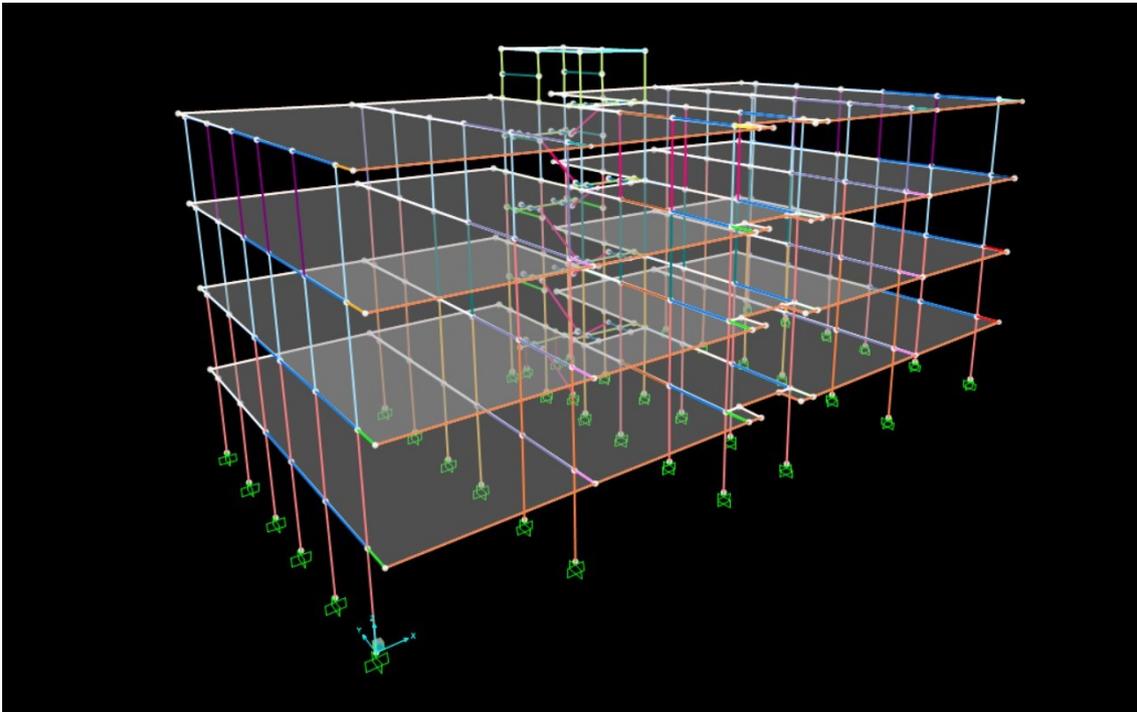


Figura 4911- Modello 1 a base fissa.

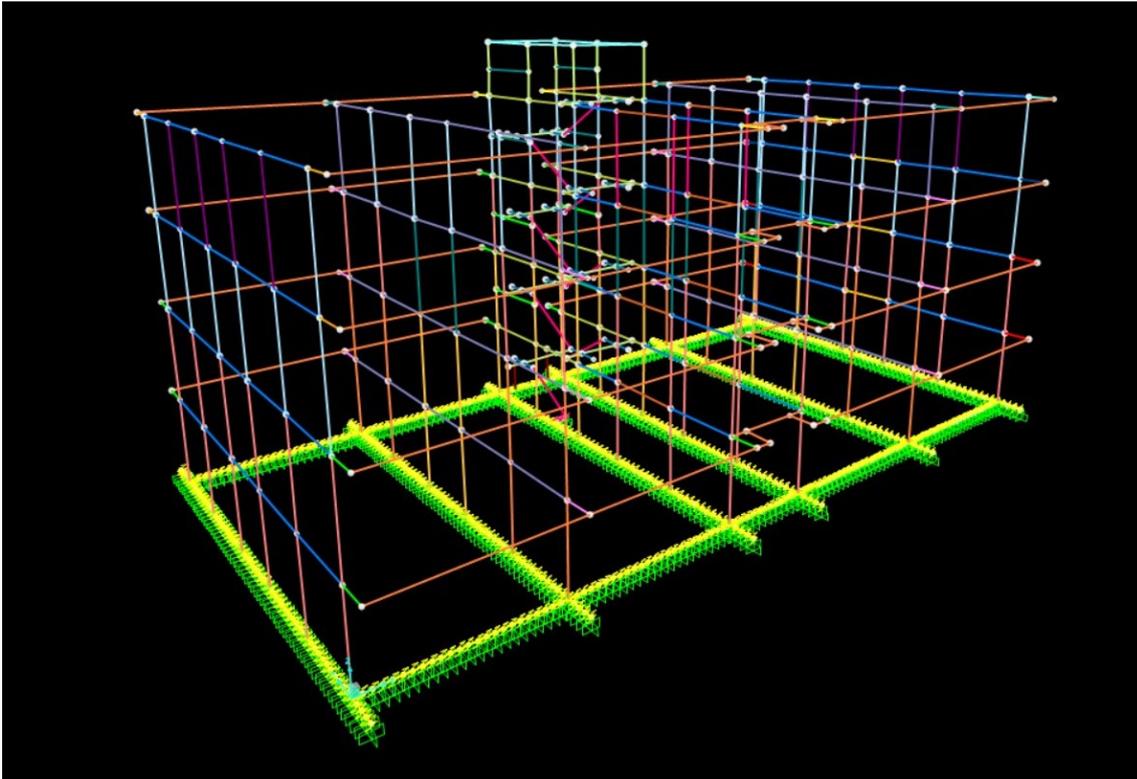


Figura 5012 - Modello 2-3 su “base deformabile”.

Le molle elastiche sono state inserite nel modello di calcolo attraverso il comando *line springs* come elementi *link* di tipo lineare, assegnando, ad ognuno degli elementi modellati, le caratteristiche di deformabilità precedentemente ricavate.

All'interno del software la risposta della singola molla viene descritta, in termini di comportamento, da un unico parametro k rappresentativo della rigidità del *link* per lo specifico grado di libertà considerato. Il programma, infatti, per modelli reologici di link elastici lineari non consente di operare specificazioni della resistenza fornita dalla molla durante le fasi di allungamento positivo e negativo. Motivo per il quale le molle sono capaci di fornire stessa resistenza per stati deformativi connessi a sollecitazioni di compressione e di trazione. Pertanto, qualora si determinino sforzi di trazione, il modello non rappresenta correttamente il comportamento reale del terreno, che ovviamente non è in grado di resistere a sforzi di trazione.

Non essendo frequente la possibilità di osservare fenomeni di sollevamento delle strutture di fondazione e per semplicità operativa, si è scelto di adottare comunque questo tipo di approccio.

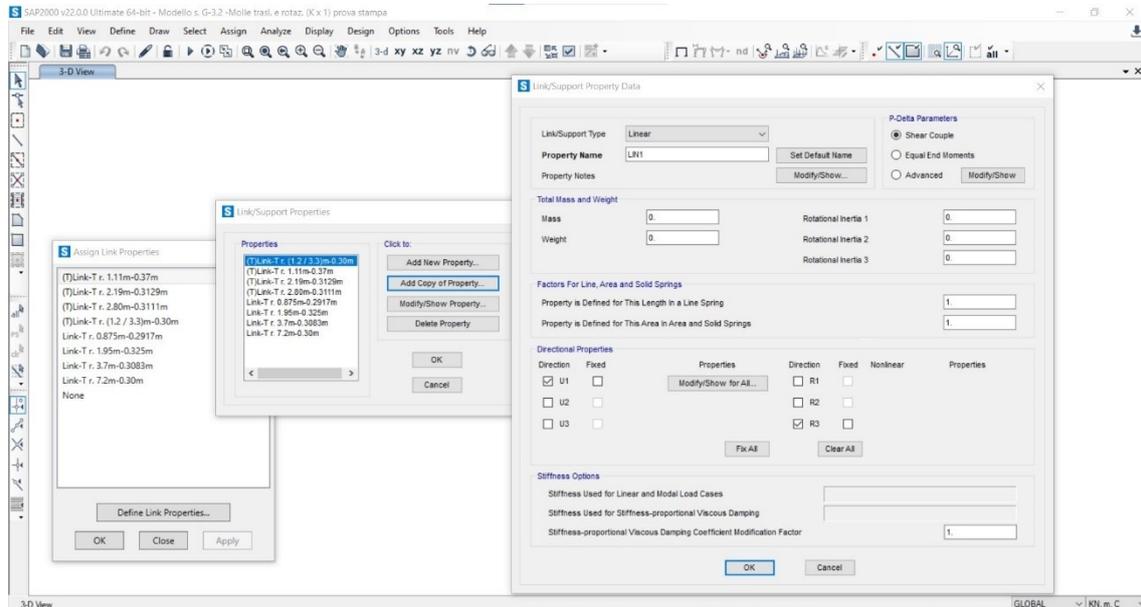


Figura 51 - Definizione delle proprietà elastiche elementi *Link* nel programma di calcolo.

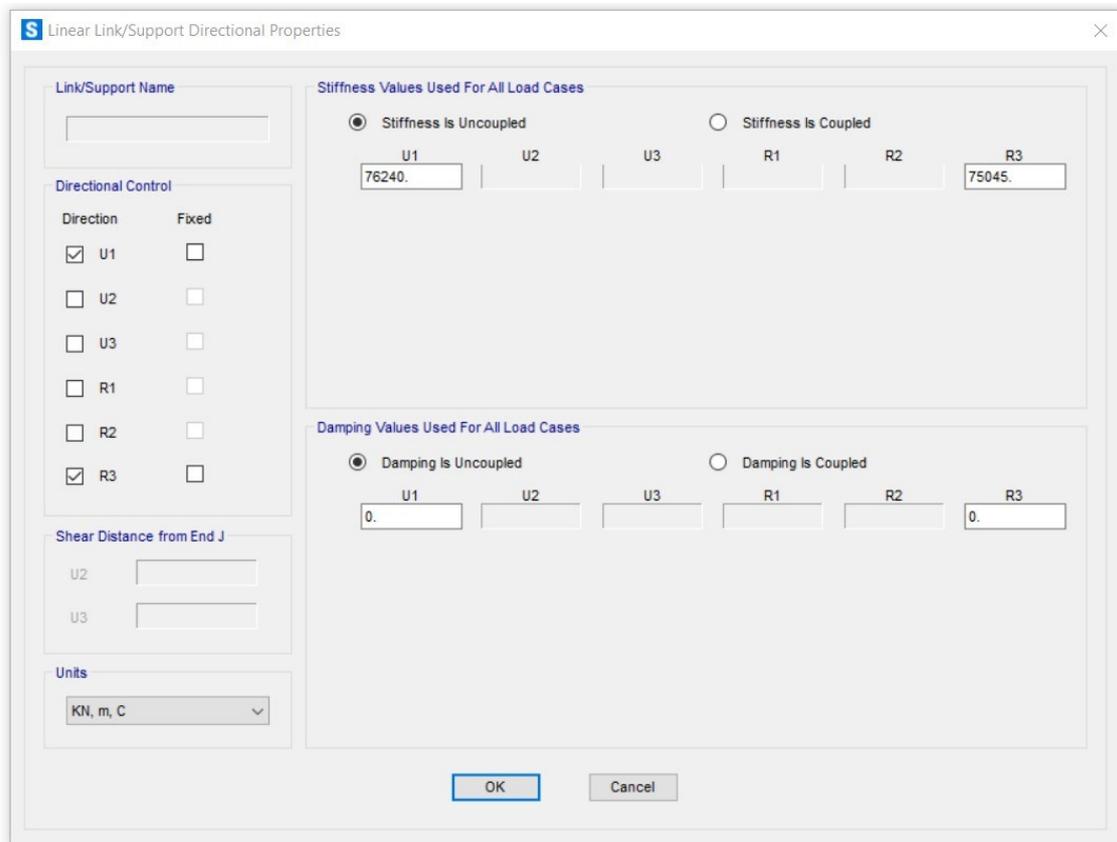


Figura 52 – Assegnazione parametro di rigidezza *k* per lo specifico grado di libertà considerato.

Ad una prima stima degli effetti prodotti dal SSI su modelli distinti per condizioni di vincolo adottate, è seguito un ulteriore approfondimento di tre modelli differenziati per diverso valore del parametro di rigidezza k assunto per la definizione delle molle elastiche. Con lo scopo di valutare i cambiamenti prodotti in termini di cedimenti e sollecitazioni al variare della grandezza di rigidezza.

I modelli realizzati presentano i seguenti valori di rigidezza k :

- Modello 3A: rigidezza pari ai valori desunti dalle operazioni di definizione suggerite dalle linee guida FEMA356;
- Modello 3B: valori di k pari al 25% ($1/4$) di quelli previsti per il modello 3A;
- Modello 3C: valori di k pari al 2,5% ($1/40$) di quelli previsti per il modello 3A;

6.4 ANALISI DEL MODELLO E VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' PER AZIONI SISMICHE

La valutazione della sicurezza dell'edificio scolastico prevede l'esecuzione di verifiche di vulnerabilità in condizione statica (SLU) e sismica (SLV) con riferimento alle opportune combinazioni delle azioni previste dalle NTC2018. Per il caso studio di interesse si sono voluti esaminare in dettaglio i cedimenti maturati dalla struttura al passaggio dalla configurazione a base fissa a base deformabile; pertanto, la condizione di carico “statica” è stata definita alla stregua della combinazione “sismica” a meno della componente E dell'azione sismica. Ad ogni elemento strutturale è stato assegnato un codice identificativo di tre cifre per localizzarne la posizione all'interno della struttura, la sigla fa riferimento alla posizione tenuta dall'elemento rispetto all'asse X, Y e il livello di piano a cui appartiene.

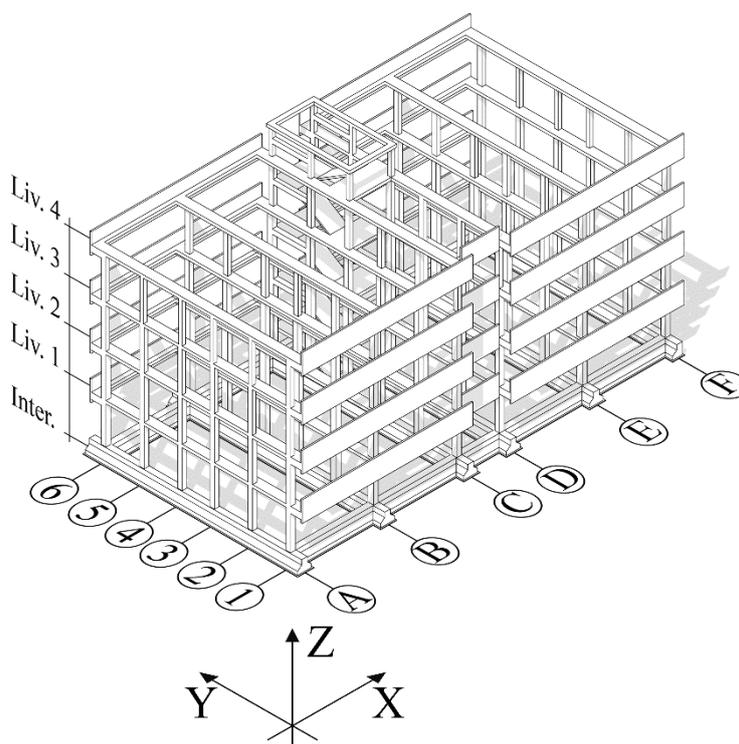


Figura 53 – Mappatura di riferimento per l'identificazione degli elementi strutturali.

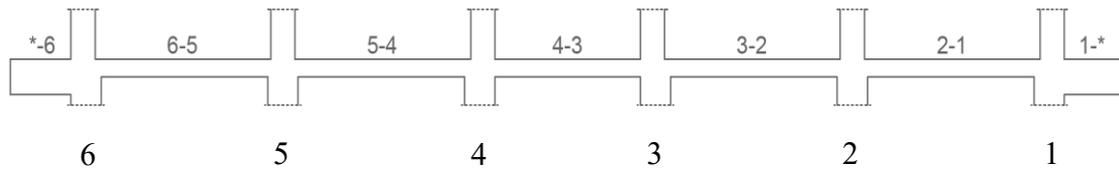


Figura 54 - Mappatura di riferimento per l'identificazione dell'elemento trave.

Si precisa inoltre che il software di calcolo adotta un sistema di riferimento relativo per ogni elemento strutturale per l'estrazione delle sollecitazioni, in relazione al modo in cui gli stessi siano stati inseriti all'interno del programma e la direzione del loro asse longitudinale.

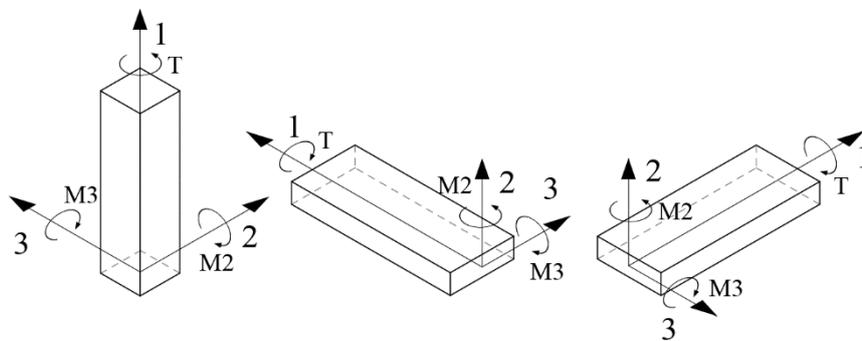


Figura 55 – Assi di riferimento per elementi strutturali tipo travi e pilastri

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti V_2 si riferiscono al piano individuato dagli assi 1-2, mentre le azioni V_3 si riferiscono alle sollecitazioni agenti sul piano 1-3.

Le verifiche sono state condotte sul modello 1 (a base fissa) e modello 3 (base deformabile, con impedenze traslazionali e rotazionali), per motivi di spazio si riportano i risultati delle verifiche per il solo modello 1. Le verifiche del modello 3 sono invece riportate in allegato.

6.4.1 RISULTATI DELLE VERIFICHE

Condizione Statica: Verifiche a flessione

Campata A

Elemento	Pilastro	T (kNm)	N (kN)	*	M2 (kNm)	M2(Ned) (kNm)	Mrd (kNm)	M3 (kNm)	M3(Ned) (kNm)	Mrd3 (kNm)	IR (D/C)
P 40x40 4Ø18	A-1-2	0	-455	M ₂ ⁺	20	106	141	-14	99	141	1.33 (M2)
	A-1-2	0	-442	M ₂ ⁻	-21	-104	-139	12	-96	-139	1.34 (M2)
	A-5-1	0	-513	M ₃ ⁺	0	97	148	13	109	148	1.36 (M3)
As=10.18	A-1-2	0	-455	M ₃ ⁻	20	-106	-141	20	-106	-141	1.33 (M3)
P 30x40 4Ø16	A-6-4	0	-98	M ₂ ⁺	19	38	52	11	30	71	1.39 (M2)
	A-1-4	0	-97	M ₂ ⁻	-20	-38	-52	11	-29	-71	1.35 (M2)
	A-2-3	0	-216	M ₃ ⁺	-2	42	65	15	55	90	1.54 (M2)
As=8.04	A-6-4	0	-107	M ₃ ⁻	-17	-37	-53	-17	-37	-73	1.42 (M2)
P 30x30 4Ø14	A-3-4	0	-77	M ₂ ⁺	2	13	40	-15	26	40	1.55 (M3)
	A-3-4	0	-69	M ₂ ⁻	-2	-12	-39	16	-25	-39	1.55 (M3)
	A-4-4	0	-69	M ₃ ⁺	1	10	39	16	25	39	1.55 (M3)
As=6.16	A-4-4	0	-77	M ₃ ⁻	-1	-12	-40	-1	-12	-40	3.41 (M3)

Campata B

P 40x50 4Ø18	B-6-2	0	-766	M ₂ ⁺	72	253	181	-2	183	229	0.71 (M2)
	B-1-2	0	-754	M ₂ ⁻	-72	-252	-180	-1	-181	-228	0.72 (M2)
	B-1-1	0	-1069	M ₃ ⁺	23	277	204	3	257	258	0.74 (M2)
As=10.18	B-6-1	0	-1067	M ₃ ⁻	39	-293	-204	39	-293	-258	0.7 (M2)
P 40x50 4Ø16	B-3-2	0	-518	M ₂ ⁺	6	129	138	0	123	175	1.07 (M2)
	B-3-1	0	-697	M ₂ ⁻	-7	-173	-160	0	-166	-202	0.93 (M2)
	B-3-1	0	-714	M ₃ ⁺	5	175	162	2	172	204	0.93 (M2)
As=8.04	B-3-2	0	-518	M ₃ ⁻	6	-130	-138	6	-130	-175	1.06 (M2)
P 40x40 4Ø18	B-6-3	0	-473	M ₂ ⁺	45	134	143	-4	93	143	1.07 (M2)
	B-1-3	0	-466	M ₂ ⁻	-45	-133	-142	-3	-91	-142	1.07 (M2)
	B-6-3	0	-486	M ₃ ⁺	-44	135	145	4	95	145	1.08 (M2)
As=10.18	B-6-3	0	-473	M ₃ ⁻	45	-134	-143	45	-134	-143	1.06 (M3)
P 40x40 4Ø16	B-4-3	0	-308	M ₂ ⁺	5	63	106	1	59	106	1.69 (M2)
	B-3-3	0	-307	M ₂ ⁻	-7	-65	-106	1	-59	-106	1.64 (M2)
	B-4-3	0	-322	M ₃ ⁺	-1	62	108	1	61	108	1.75 (M2)
As=8.04	B-4-3	0	-308	M ₃ ⁻	5	-63	-106	5	-63	-106	1.68 (M3)
P 30x40 4Ø18	B-6-4	0	-184	M ₂ ⁺	41	76	72	-4	39	100	0.95 (M2)
	B-1-4	0	-181	M ₂ ⁻	-41	-75	-72	-4	-38	-100	0.96 (M2)
	B-6-4	0	-194	M ₃ ⁺	-38	74	73	4	41	101	0.98 (M2)
As=10.18	B-6-4	0	-184	M ₃ ⁻	41	-76	-72	41	-76	-100	0.95 (M2)

P 30x40 4Ø16	B-3-4	0	-130	M ₂ ⁺	8	32	55	1	25	76	1.7 (M2)
	B-3-4	0	-119	M ₂ ⁻	-8	-30	-54	0	-23	-75	1.78 (M2)
	B-2-4	0	-137	M ₃ ⁺	3	29	56	1	27	78	1.96 (M2)

As=8.04	B-5-4	0	-126	M ₃ ⁻	2	-26	-55	2	-26	-76	2.13 (M2)
---------	-------	---	------	-----------------------------	---	-----	-----	---	-----	-----	-----------

Campata C

P 40x50 4Ø16	C-6"-2	-3	-567	M ₂ ⁺	32	166	145	-12	147	183	0.87 (M2)
	C-4-2	0	-575	M ₂ ⁻	-28	-165	-146	10	-147	-184	0.88 (M2)
	C-6'-2	3	-629	M ₃ ⁺	-22	172	152	25	174	193	0.88 (M2)
As=8.04	C-6"-2	-3	-574	M ₃ ⁻	24	-161	-146	24	-161	-184	0.91 (M2)
P 40x40 4Ø18	C-6"-3	-3	-356	M ₂ ⁺	17	84	127	-13	80	127	1.51 (M2)
	C-6'-3	3	-404	M ₂ ⁻	-21	-97	-134	26	-103	-134	1.31 (M3)
	C-6'-3	3	-404	M ₃ ⁺	-21	96	134	26	102	134	1.31 (M3)
As=10.18	C-2-2	0	-491	M ₃ ⁻	-2	-94	-145	-2	-94	-145	1.54 (M3)
P 40x40 4Ø16	C-4-3	0	-352	M ₂ ⁺	24	90	112	-5	71	112	1.24 (M2)
	C-4-3	0	-366	M ₂ ⁻	-17	-86	-114	8	-77	-114	1.32 (M2)
	C-2-3	0	-308	M ₃ ⁺	2	59	106	16	74	106	1.43 (M3)
As=8.04	C-2-3	0	-294	M ₃ ⁻	-2	-57	-103	-2	-57	-103	1.79 (M3)
P 30x40 4Ø16	C-6"-4	-1	-146	M ₂ ⁺	19	46	57	-8	36	79	1.23 (M2)
	C-1-4	0	-143	M ₂ ⁻	-22	-49	-57	-10	-37	-79	1.17 (M2)
	C-6'-4	1	-188	M ₃ ⁺	-16	51	62	17	53	85	1.22 (M2)
As=8.04	C-6"-4	-1	-142	M ₃ ⁻	10	-37	-57	10	-37	-79	1.56 (M2)
P 30x40 4Ø14	C-3-4	0	-103	M ₂ ⁺	6	25	43	12	32	60	1.71 (M2)
	C-3-4	0	-93	M ₂ ⁻	-5	-22	-42	-18	-36	-58	1.62 (M3)
	C-2-4	0	-110	M ₃ ⁺	2	23	44	13	34	61	1.79 (M3)
As=6.16	C-2-4	0	-100	M ₃ ⁻	-3	-21	-43	-3	-21	-60	2 (M2)
P 30x30 4Ø16	C-5'-5	0	-45	M ₂ ⁺	5	12	45	8	14	45	3.19 (M3)
	C-6'-5	0	-31	M ₂ ⁻	-7	-11	-43	10	-14	-43	3.08 (M3)
	C-6'-5	0	-31	M ₃ ⁺	-7	11	43	10	14	43	3.09 (M3)
As=8.04	C-5"-5	0	-36	M ₃ ⁻	0	-5	-44	0	-5	-44	8.63 (M3)

Campata A

Elemento	Trave	T (kNm)	N (kN)	*	M2 (kNm)	M2(Ned) (kNm)	Mrd (kNm)	M3 (kNm)	M3(Ned) (kNm)	Mrd (kNm)	IR (D/C)
T 80x25	A-1_*-2	-5	-86	M ₂ ⁺	13	23	509	26	36	165	4.63 (M3)
TIPOL. A	A-1_*-2	-5	-86	M ₂ ⁻	-22	-32	-490	-48	-58	-182	3.13 (M3)
As _{inf} : 22.87	A-*_6-2	4	-86	M ₃ ⁺	13	23	509	26	36	165	4.61 (M3)
As _{sup} : 16.59	A-*_6-2	4	-86	M ₃ ⁻	-22	-32	-490	-49	-58	-182	3.12 (M3)
T 80x25	A-2_1-4	2	-36	M ₂ ⁺	3	7	185	-13	17	37	2.11 (M3)
TIPOL. B	A-2_1-4	2	-36	M ₂ ⁻	-3	-7	-184	-20	-24	-68	2.86 (M3)
As _{inf} : 4.02	A-3_2-3	0	7	M ₃ ⁺	0	-1	175	16	16	33	311 (M2)
As _{sup} : 4.02	A-6_5-1	0	-28	M ₃ ⁻	-1	-4	-181	-31	-35	-67	1.93 (M3)
T 80x25	A-*_6-4	-6	-59	M ₂ ⁺	2	9	505	-31	38	162	4.31 (M3)
TIPOL. L	A-*_6-3	-6	-88	M ₂ ⁻	-13	-23	-491	24	-34	-182	5.29 (M3)
As _{inf} : 22.87	A-*_6-3	-6	-88	M ₃ ⁺	-13	23	510	24	34	166	4.84 (M3)
As _{sup} : 16.59	A-*_6-3	-6	-88	M ₃ ⁻	-2	-12	-491	-47	-57	-182	3.17 (M3)

Campata B

T 80x25	B-*_6-3	-5	-177	M ₂ ⁺	10	30	514	-101	121	189	1.56 (M3)
TIPOL. C	B-*_6-3	-5	-177	M ₂ ⁻	-11	-31	-512	60	-80	-191	2.38 (M3)

A_{Sinf} : 22.87	B-*_6-3	-5	-177	M_3^+	-11	31	514	60	80	189	2.36 (M3)
A_{Sup} : 22.62	B-*_6-3	-5	-177	M_3^-	10	-30	-512	-101	-121	-191	1.58 (M3)
T 80x25	B-6_5-4	-1	-77	M_2^+	1	10	224	-23	31	41	1.31 (M3)
TIPOL. D	B-6_5-4	-1	-77	M_2^-	-1	-10	-218	-34	-43	-87	2.04 (M3)
A_{Sinf} : 4.02	B-3_2-3	0	13	M_3^+	0	-1	195	23	22	32	199 (M2)
A_{Sup} : 4.02	B-6_5-3	0	-64	M_3^-	-1	-8	-214	-43	-50	-85	1.7 (M3)
T 80x25	B-*_6-4	-3	-114	M_2^+	7	20	504	-64	77	183	2.38 (M3)
TIPOL. O	B-*_6-4	-3	-114	M_2^-	-7	-20	-502	37	-50	-185	3.69 (M3)
A_{Sinf} : 22.87	B-*_6-4	-3	-114	M_3^+	-7	20	504	37	50	183	3.66 (M3)
A_{Sup} : 22.62	B-*_6-4	-3	-114	M_3^-	7	-20	-502	-64	-77	-185	2.4 (M3)

Campata C

T 80x25	C-1_*-3	12	-108	M_2^+	-31	43	512	37	49	168	3.45 (M3)
TIPOL. A	C-1_*-3	12	-108	M_2^-	-31	-43	-494	37	-49	-184	3.77 (M3)
A_{Sinf} : 22.87	C-1_*-3	12	-108	M_3^+	41	53	512	-62	74	168	2.27 (M3)
A_{Sup} : 16.59	C-1_*-3	12	-108	M_3^-	41	-53	-494	-62	-74	-184	2.49 (M3)
T 80x25	C-2_1-4	-4	-27	M_2^+	6	9	182	-22	25	36	1.43 (M3)
TIPOL. B	C-2_1-4	-4	-27	M_2^-	-6	-10	-181	-19	-23	-67	2.98 (M3)
A_{Sinf} : 4.02	C-2_1-3	-1	-8	M_3^+	0	1	176	19	20	34	1.68 (M3)
A_{Sup} : 4.02	C-2_1-3	-1	-8	M_3^-	-1	-2	-174	-39	-40	-65	1.64 (M3)
T 80x25	C-5_4'-4	12	-94	M_2^+	25	35	335	18	29	88	3.06 (M3)
TIPOL. E	C-5_4'-4	12	-94	M_2^-	-21	-32	-333	-26	-37	-118	3.19 (M3)
A_{Sinf} : 10.05	C-5_4'-3	9	-189	M_3^+	20	41	357	24	45	97	2.15 (M3)
A_{Sup} : 10.05	C-5_4'-2	10	-243	M_3^-	-19	-46	-369	-42	-70	-131	1.88 (M3)
T 80x25	C-3_2-3	0	10	M_2^+	1	0	248	-38	37	78	2843 (M2)
TIPOL. H	C-3_2-3	0	10	M_2^-	-1	0	-244	-36	-36	-108	3134 (M2)
A_{Sinf} : 10.05	C-3_2-1	0	13	M_3^+	0	-1	248	22	21	78	240 (M2)
A_{Sup} : 10.05	C-3_2-3	0	10	M_3^-	1	0	-244	-38	-37	-108	3134 (M2)

T 80x25	C-1_*-4	7	-77	M_2^+	30	38	508	-43	51	165	3.21 (M3)
TIPOL. P	C-1_*-4	7	-77	M_2^-	-20	-29	-489	24	-33	-181	5.45 (M3)
A_{Sinf} : 22.87	C-1_*-4	7	-77	M_3^+	-20	28	508	24	33	165	4.98 (M3)
A_{Sup} : 16.59	C-1_*-4	7	-77	M_3^-	30	-38	-489	-43	-52	-181	3.51 (M3)
T 80x25	T Int.-C2'	5	-18	M_2^+	3	6	58	-19	22	58	2.62 (M3)
TIPOL. I	T Int.-C3''	-13	1	M_2^-	-12	-11	-55	2	-2	-55	4.79 (M2)
A_{Sinf} : 4.02	T Int.-C2''	5	-7	M_3^+	-7	8	56	35	37	56	1.53 (M3)
A_{Sup} : 4.02	T Int.-C3''	-13	1	M_3^-	1	-1	-55	-25	-25	-55	2.22 (M3)
T 80x25	T Int.-C4'	-11	6	M_2^+	1	0	39	-20	19	54	150 (M2)
TIPOL. N	T Int.-C4'	-11	6	M_2^-	-11	-10	-39	6	-5	-54	3.84 (M2)
A_{Sinf} : 4.02	T Int.-C4'	-11	6	M_3^+	-11	10	39	6	5	54	3.84 (M2)
A_{Sup} : 4.02	T Int.-C4''	-6	10	M_3^-	-1	1	-41	-20	-18	-55	45 (M2)

Condizione Statica: Verifiche a Taglio

Campata A

Elemento	Pilastro	Staffe	Asw/s (mm ² /mm)	*	V (kN)	Vrd (kN)	IR (D/C)
P 40x40 4Ø18	A-1-2	1Ø6/15	0.38	V ₂	8	106	12.85
	A-1-2	1Ø6/15	0.38	V ₃	13	106	8.22
P 30x40 4Ø16	A-6-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	7	106	14.48
	A-1-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	12	78	6.40
P 30x30 4Ø14	A-4-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	9	78	8.64
	A-3-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	1	78	62.05

Campata B

P 40x50 4Ø18	B-6-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	2	135	84.19
	B-1-2	1Ø6/15	0.38	V ₃	43	106	2.47
P 40x50 4Ø16	B-3-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	1	135	188.98
	B-3-1	1Ø6/15	0.38	V ₃	3	106	31.08
P 40x40 4Ø18	B-6-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	3	106	40.80
	B-6-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	28	106	3.77
P 40x40 4Ø16	B-4-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	0	106	4432.24
	B-3-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	3	106	39.12
P 30x40 4Ø18	B-6-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	3	106	39.22
	B-6-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	25	78	3.09
P 30x40 4Ø16	B-5-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	0	106	216.65
	B-3-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	5	78	16.94

Campata C

P 40x50 4Ø16	C-6'-2	1Ø6/15	0.38	V ₂	18	135	7.59
	C-5'-2	1Ø6/15	0.38	V ₃	17	106	6.36
P 40x40 4Ø18	C-6'-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	18	106	5.86
	C-1-2	1Ø6/15	0.38	V ₃	17	106	6.36
P 40x40 4Ø16	C-2-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	9	106	12.03
	C-4-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	12	106	8.85
P 30x40 4Ø16	C-6'-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	14	106	7.79
	C-1-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	20	78	3.88
P 30x40 4Ø14	C-2-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	9	106	11.24
	C-3-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	3	78	25.55
P 30x30 4Ø16	C-6'-5	1Ø6/15	0.38	V ₂	5	78	14.94
	C-5'-5	1Ø6/15	0.38	V ₃	9	78	8.59

Condizione Statica: Verifiche a Taglio

Campata A

Elemento	Pilastro	Staffe	Asw/s (mm ² /mm)	*	V (kN)	Vrd (kN)	IR (D/C)
T 80x25	A-*_6-2	1Ø6/15	0.38	V ₂	93	63	0.68
TIPOL. A	A-1_*-2	1Ø6/15	0.38	V ₃	36	221	6.22
T 80x25	A-5_4-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	62	63	1.02
TIPOL. B	A-2_1-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	2	221	96.54
T 80x25	A-*_6-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	90	63	0.71
TIPOL. L	A-*_6-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	14	221	15.54

Campata B

T 80x25	B-*_6-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	185	63	0.34
TIPOL. C	B-*_6-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	21	221	10.43
T 80x25	B-5_4-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	87	63	0.73
TIPOL. D	B-6_5-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	1	221	256.22
T 80x25	B-*_6-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	117	63	0.54
TIPOL. O	B-*_6-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	14	221	15.62

Campata C

T 80x25	C-1_*-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	113	63	0.56
TIPOL. A	C-1_*-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	72	221	3.08
T 80x25	C-2_1-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	80	63	0.79
TIPOL. B	C-4_3-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	5	221	43.18
T 80x25	C-5_4'-2	1Ø6/15	0.38	V ₂	113	63	0.56
TIPOL. E	C-5_4'-1	1Ø6/15	0.38	V ₃	69	221	3.23
T 80x25	C-3_2-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	81	63	0.78
TIPOL. H	C-3_2-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	0	221	473.02
T 80x25	C-1_*-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	77	63	0.82
TIPOL. P	C-1_*-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	49	221	4.48
T 80x25	T Int.-C3"	1Ø6/15	0.38	V ₂	45	106	2.38
TIPOL. I	T Int.-C3"	1Ø6/15	0.38	V ₃	21	106	5.10
T 80x25	T Int.-C4'	1Ø6/15	0.38	V ₂	39	106	2.69
TIPOL. N	T Int.-C4'	1Ø6/15	0.38	V ₃	18	78	4.43

Condizione Sismica (SLV): Verifiche a flessione

Campata A

Elemento	Pilastro	T (kNm)	N (kN)	*	M2 (kNm)	M2(Ned) (kNm)	Mrd (kNm)	M3 (kNm)	M3(Ned) (kNm)	Mrd3 (kNm)	IR	(D/C)
P 40x40 4Ø18	A-3-1	5	-394	M ₂ ⁺	312	386	133	181	255	133	0.34	(M2)
	A-4-1	-4	-607	M ₂ ⁻	-310	-424	-158	-195	-309	-158	0.37	(M2)
	A-6-1	5	-291	M ₃ ⁺	273	327	117	299	353	117	0.33	(M3)
As=10.18	A-6-1	-4	-982	M ₃ ⁻	-285	-470	-183	-285	-470	-183	0.39	(M3)
P 30x40 4Ø16	A-4-3	3	-182	M ₂ ⁺	185	219	61	32	66	85	0.28	(M2)
	A-3-3	-3	-227	M ₂ ⁻	-187	-230	-67	-3	-46	-92	0.29	(M2)
	A-6-3	3	-158	M ₃ ⁺	134	164	59	131	161	81	0.36	(M2)
As=8.04	A-6-3	-3	-392	M ₃ ⁻	-107	-180	-83	-107	-180	-114	0.46	(M2)
P 30x30 4Ø14	A-4-4	1	-66	M ₂ ⁺	72	81	38	20	29	38	0.47	(M2)
	A-3-4	-1	-71	M ₂ ⁻	-73	-83	-39	12	-22	-39	0.47	(M2)
	A-5-4	1	-59	M ₃ ⁺	68	77	38	31	39	38	0.5	(M2)
As=6.16	A-5-4	-1	-91	M ₃ ⁻	-53	-66	-41	-53	-66	-41	0.62	(M3)

Campata B

P 40x50 4Ø18	B-2-1	7	-730	M ₂ ⁺	468	641	177	239	413	225	0.28	(M2)
	B-5-1	-7	-775	M ₂ ⁻	-464	-648	-182	-256	-441	-30	0.07	(M3)
	B-6-1	7	-641	M ₃ ⁺	410	562	168	386	538	213	0.3	(M2)
As=10.18	B-6-1	-7	-1525	M ₃ ⁻	-448	-812	-215	-448	-812	-272	0.26	(M2)
P 40x50 4Ø16	B-3-1	7	-578	M ₂ ⁺	479	616	146	233	370	185	0.24	(M2)
	B-4-1	-7	-852	M ₂ ⁻	-474	-678	-175	-235	-438	-221	0.26	(M2)
	B-4-1	7	-580	M ₃ ⁺	473	610	146	240	377	185	0.24	(M2)
As=8.04	B-4-1	-7	-852	M ₃ ⁻	-474	-678	-175	-474	-678	-221	0.26	(M2)
P 40x40 4Ø18	B-5-3	6	-317	M ₂ ⁺	163	222	121	39	98	121	0.54	(M2)
	B-2-3	-6	-337	M ₂ ⁻	-165	-228	-124	-30	-93	-124	0.54	(M2)
	B-6-3	6	-307	M ₃ ⁺	147	204	119	257	315	119	0.38	(M3)
As=10.18	B-6-3	-6	-640	M ₃ ⁻	-56	-177	-161	-56	-177	-161	0.91	(M3)
P 40x40 4Ø16	B-4-3	6	-271	M ₂ ⁺	179	229	100	30	80	100	0.44	(M2)
	B-3-3	-6	-344	M ₂ ⁻	-180	-245	-111	-26	-91	-111	0.45	(M2)
	B-4-3	6	-285	M ₃ ⁺	138	192	102	40	94	102	0.53	(M2)
As=8.04	B-4-3	-6	-358	M ₃ ⁻	-141	-208	-113	-141	-208	-113	0.54	(M3)
P 30x40 4Ø18	B-6-4	2	-124	M ₂ ⁺	103	126	65	124	147	90	0.52	(M2)
	B-1-4	-2	-236	M ₂ ⁻	-110	-154	-77	-114	-158	-107	0.5	(M2)
	B-6-4	2	-124	M ₃ ⁺	103	126	65	124	147	90	0.52	(M2)
As=10.18	B-6-4	-2	-244	M ₃ ⁻	-21	-67	-78	-21	-67	-109	1.17	(M2)
P 30x40 4Ø16	B-4-4	2	-109	M ₂ ⁺	121	141	53	4	24	73	0.38	(M2)
	B-3-4	-2	-130	M ₂ ⁻	-123	-147	-55	-4	-28	-77	0.37	(M2)
	B-5-4	2	-132	M ₃ ⁺	76	101	55	30	55	77	0.55	(M2)
As=8.04	B-5-4	-2	-142	M ₃ ⁻	-79	-106	-57	-79	-106	-78	0.54	(M2)

Campata C

P 40x50 4Ø16	C-4-1	7	75	M ₂ ⁺	453	438	42	267	252	54	0.1 (M2)
	C-4-1	-7	-1644	M ₂ ⁻	-473	-865	-195	-255	-647	-247	0.23 (M2)
	C-6-1	7	373	M ₃ ⁺	352	276	-	374	298	-	-
As=8.04	C-6-1	-7	-1983	M ₃ ⁻	-363	-836	-175	-363	-836	-221	0.21 (M2)
P 40x40 4Ø18	C-3-1	5	-492	M ₂ ⁺	238	330	145	193	286	145	0.44 (M2)
	C-3-1	-4	-715	M ₂ ⁻	-229	-364	-167	-178	-312	-167	0.46 (M2)
	C-1-2	7	501	M ₃ ⁺	92	16	-	572	495	-	-
As=10.18	C-1-2	-7	-1728	M ₃ ⁻	-59	-384	-149	-59	-384	-149	0.39 (M3)
P 40x40 4Ø16	C-4-3	6	-45	M ₂ ⁺	264	272	63	66	75	63	0.23 (M2)
	C-4-3	-6	-674	M ₂ ⁻	-226	-353	-150	-47	-174	-150	0.42 (M2)
	C-4-3	6	-45	M ₃ ⁺	264	272	63	66	75	63	0.23 (M2)
As=8.04	C-4-3	-6	-660	M ₃ ⁻	-215	-340	-149	-215	-340	-149	0.44 (M3)
P 30x40 4Ø16	C-4-4	2	-47	M ₂ ⁺	151	160	45	39	48	63	0.28 (M2)
	C-4-4	-2	-271	M ₂ ⁻	-146	-197	-71	-31	-82	-99	0.36 (M2)
	C-1-4	2	-36	M ₃ ⁺	53	60	44	194	200	61	0.3 (M3)
As=8.04	C-1-4	-2	-256	M ₃ ⁻	-78	-126	-70	-78	-126	-96	0.56 (M2)
P 30x40 4Ø14	C-3-4	2	-75	M ₂ ⁺	103	117	40	-6	20	55	0.34 (M2)
	C-3-4	-2	-112	M ₂ ⁻	-113	-134	-45	-30	-51	-61	0.34 (M2)
	C-2-4	2	-89	M ₃ ⁺	72	89	42	40	57	57	0.47 (M2)
As=6.16	C-2-4	-2	-120	M ₃ ⁻	-98	-121	-46	-98	-121	-62	0.38 (M2)
P 30x30 4Ø16	C-5'-5	2	-38	M ₂ ⁺	23	29	44	26	31	44	1.43 (M3)
	C-6'-5	-1	-60	M ₂ ⁻	-36	-44	-47	-24	-32	-47	1.06 (M2)
	C-6'-5	2	-2	M ₃ ⁺	23	23	40	43	44	40	0.92 (M3)
As=8.04	C-6''-5	-1	-44	M ₃ ⁻	-13	-19	-45	-13	-19	-45	2.36 (M3)

Campata A

Elemento	Trave	T (kNm)	N (kN)	*	M2 (kNm)	M2(Ned) (kNm)	Mrd (kNm)	M3 (kNm)	M3(Ned) (kNm)	Mrd (kNm)	IR (D/C)
T 80x25	A-*_6-1	244	40	M ₂ ⁺	521	518	489	66	63	154	0.94 (M2)
TIPOL. A	A-*_6-1	-244	-204	M ₂ ⁻	-516	-539	-508	-16	-39	-193	0.94 (M2)
Asinf : 22.87	A-*_6-1	244	40	M ₃ ⁺	521	518	489	66	63	154	0.94 (M2)
Asup : 16.59	A-*_6-1	-244	-204	M ₃ ⁻	-496	-519	-508	-111	-134	-193	0.98 (M2)
T 80x25	A-6_5-4	14	132	M ₂ ⁺	30	20	126	34	23	20	0.86 (M3)
TIPOL. B	A-6_5-4	-18	-213	M ₂ ⁻	-30	-54	-242	-82	-106	-42	0.4 (M3)
Asinf : 4.02	A-4_3-1	5	-14	M ₃ ⁺	10	11	178	177	178	35	0.2 (M3)
Asup : 4.02	A-2_1-1	-16	-197	M ₃ ⁻	-27	-50	-237	-230	-252	-83	0.33 (M3)
T 80x25	A-*_6-3	122	-10	M ₂ ⁺	313	314	497	48	49	158	1.58 (M2)
TIPOL. L	A-*_6-3	-135	-165	M ₂ ⁻	-339	-357	-502	1	-20	-189	1.4 (M2)
Asinf : 22.87	A-*_6-3	122	-10	M ₃ ⁺	313	314	497	48	49	158	1.58 (M2)
Asup : 16.59	A-*_6-3	-135	-165	M ₃ ⁻	-308	-327	-502	-86	-105	-189	1.54 (M2)

Campata B

T 80x25	B-*_6-2	303	-120	M ₂ ⁺	660	673	505	70	84	183	0.75 (M2)
TIPOL. C	B-*_6-2	-310	-211	M ₂ ⁻	-675	-699	-518	44	-68	-194	0.74 (M2)
Asinf : 22.87	B-1_*-3	186	-122	M ₃ ⁺	371	385	505	77	91	183	1.31 (M2)
Asup : 22.62	B-1_*-3	-176	-223	M ₃ ⁻	-336	-361	-519	-127	-152	-195	1.28 (M3)

T 80x25	B-6_5-4	18	28	M ₂ ⁺	33	31	190	32	29	31	1.06 (M3)
TIPOL. D	B-6_5-4	-20	-182	M ₂ ⁻	-33	-54	-251	-97	-118	-96	0.81 (M3)
ASinf : 4.02	B-4_3-1	5	-17	M ₃ ⁺	9	11	205	194	196	35	0.18 (M3)
ASsup : 4.02	B-4_3-1	-5	-17	M ₃ ⁻	-9	-11	-199	-244	-246	-81	0.33 (M3)
T 80x25	B-*_6-4	82	-82	M ₂ ⁺	208	217	499	45	55	180	2.3 (M2)
TIPOL. O	B-*_6-4	-87	-145	M ₂ ⁻	-223	-239	-507	29	-45	-178	2.12 (M2)
ASinf : 22.87	B-1_*-4	76	-69	M ₃ ⁺	181	189	497	51	59	179	2.64 (M2)
ASsup : 22.62	B-1_*-4	-71	-153	M ₃ ⁻	-164	-181	-509	-86	-103	-188	1.82 (M3)

Campata C

T 80x25	C-*_6-2	271	64	M ₂ ⁺	590	585	485	73	68	151	0.83 (M2)
TIPOL. A	C-*_6-2	-285	-224	M ₂ ⁻	-627	-652	-511	-23	-48	-194	0.78 (M2)
ASinf : 22.87	C-1_*-2	148	-25	M ₃ ⁺	275	277	500	102	105	160	1.52 (M3)
ASsup : 16.59	C-1_*-2	-127	-187	M ₃ ⁻	-245	-266	-506	-139	-160	-191	1.19 (M3)
T 80x25	C-2_1-1	29	183	M ₂ ⁺	54	40	107	127	113	15	0.13 (M3)
TIPOL. B	C-2_1-1	-32	-213	M ₂ ⁻	-54	-78	-242	-181	-205	-84	0.41 (M3)
ASinf : 4.02	C-4_3-1	7	10	M ₃ ⁺	9	8	170	135	134	32	0.24 (M3)
ASsup : 4.02	C-2_1-1	-32	-213	M ₃ ⁻	-49	-74	-242	-198	-222	-84	0.38 (M3)
T 80x25	C-5_4'-1	111	1479	M ₂ ⁺	241	127	-	113	-1	-	-
TIPOL. E	C-5_4'-1	-90	-1929	M ₂ ⁻	-198	-416	-465	-257	-476	-149	0.31 (M3)
ASinf : 10.05	C-5_4'-1	111	1479	M ₃ ⁺	159	44	-	175	60	-	-
ASsup : 10.05	C-5_4'-1	-90	-1929	M ₃ ⁻	-198	-416	-465	-257	-476	-149	0.31 (M3)
T 80x25	C-3_2-1	6	43	M ₂ ⁺	10	6	238	89	85	75	0.88 (M3)
TIPOL. H	C-3_2-1	-5	-16	M ₂ ⁻	-10	-11	-252	-166	-167	-111	0.66 (M3)
ASinf : 10.05	C-3_2-1	6	43	M ₃ ⁺	9	5	238	91	88	75	0.85 (M3)
ASsup : 10.05	C-3_2-1	-5	-16	M ₃ ⁻	-10	-11	-252	-166	-167	-111	0.66 (M3)
T 80x25	C-*_6-4	93	-7	M ₂ ⁺	235	236	497	33	34	158	2.11 (M2)
TIPOL. P	C-*_6-4	-93	-116	M ₂ ⁻	-237	-250	-495	1	-14	-185	1.98 (M2)
ASinf : 22.87	C-1_*-4	73	-35	M ₃ ⁺	158	162	501	72	76	161	2.12 (M3)
ASsup : 16.59	C-1_*-4	-60	-119	M ₃ ⁻	-137	-151	-495	-95	-109	-185	1.7 (M3)
T 80x25	T Int.-C2'	55	143	M ₂ ⁺	26	4	30	92	70	30	0.43 (M3)
TIPOL. I	T Int.-C2'	-44	-179	M ₂ ⁻	-39	-72	-85	-26	-60	-85	1.17 (M2)
ASinf : 4.02	T Int.-C2"	163	153	M ₃ ⁺	13	-10	28	432	408	28	2.81 (M2)
ASsup : 4.02	T Int.-C2"	-189	-152	M ₃ ⁻	-10	-39	-81	-481	-510	-81	0.16 (M3)
T 80x25	T Int.-C4'	26	44	M ₂ ⁺	17	11	34	65	59	47	0.8 (M3)
TIPOL. N	T Int.-C4'	-20	-56	M ₂ ⁻	-24	-35	-47	-13	-24	-64	1.35 (M2)
ASinf : 4.02	T Int.-C4"	76	118	M ₃ ⁺	3	-15	25	115	97	34	1.7 (M2)
ASsup : 4.02	T Int.-C4"	-87	-97	M ₃ ⁻	-5	-23	-52	-155	-173	-71	0.41 (M3)

Condizione Sismica: Verifiche a Taglio

Campata A

Elemento	Pilastro	Staffe	Asw/s (mm ² /mm)	*	V (kN)	V _{rd} (kN)	IR (D/C)
P 40x40 4Ø18	A-6-2	1Ø6/15	0.38	V ₂	167	106	0.64
	A-3-1	1Ø6/15	0.38	V ₃	146	106	0.73
P 30x40 4Ø16	A-6-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	78	106	1.36
	A-3-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	100	78	0.78
P 30x30 4Ø14	A-5-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	17	78	4.56
	A-3-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	38	78	2.03

Campata B

P 40x50 4Ø18	B-6-2	1Ø6/15	0.38	V ₂	189	135	0.71
	B-2-1	1Ø6/15	0.38	V ₃	195	106	0.55
P 40x50 4Ø16	B-4-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	71	135	1.92
	B-3-1	1Ø6/15	0.38	V ₃	204	106	0.52
P 40x40 4Ø18	B-6-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	156	106	0.68
	B-2-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	85	106	1.25
P 40x40 4Ø16	B-4-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	10	106	10.41
	B-3-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	93	106	1.14
P 30x40 4Ø18	B-6-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	78	106	1.36
	B-1-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	58	78	1.33
P 30x40 4Ø16	B-5-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	11	106	9.34
	B-3-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	62	78	1.24

Campata C

P 40x50 4Ø16	C-6'-2	1Ø6/15	0.38	V ₂	247	135	0.55
	C-6"-2	1Ø6/15	0.38	V ₃	324	83	0.26
P 40x40 4Ø18	C-1-2	1Ø6/15	0.38	V ₂	579	-	-
	C-6"-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	260	106	0.41
P 40x40 4Ø16	C-4-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	37	106	2.86
	C-4-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	142	106	0.75
P 30x40 4Ø16	C-1-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	208	105	0.51
	C-6"-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	132	78	0.59
P 30x40 4Ø14	C-2-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	21	106	5.16
	C-3-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	58	78	1.35
P 30x30 4Ø16	C-6'-5	1Ø6/15	0.38	V ₂	41	78	1.89
	C-5'-5	1Ø6/15	0.38	V ₃	49	78	1.57

Condizione Sismica: Verifiche a Taglio

Campata A

Elemento	Pilastro	Staffe	Asw/s (mm ² /mm)	*	V (kN)	V _{rd} (kN)	IR (D/C)
T 80x25	A-*_6-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	195	63	0.32
TIPOL. A	A-*_6-1	1Ø6/15	0.38	V ₃	1017	221	0.22
T 80x25	A-4_3-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	214	63	0.29
TIPOL. B	A-6_5-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	20	221	10.83
T 80x25	A-*_6-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	152	63	0.42
TIPOL. L	A-*_6-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	643	221	0.34

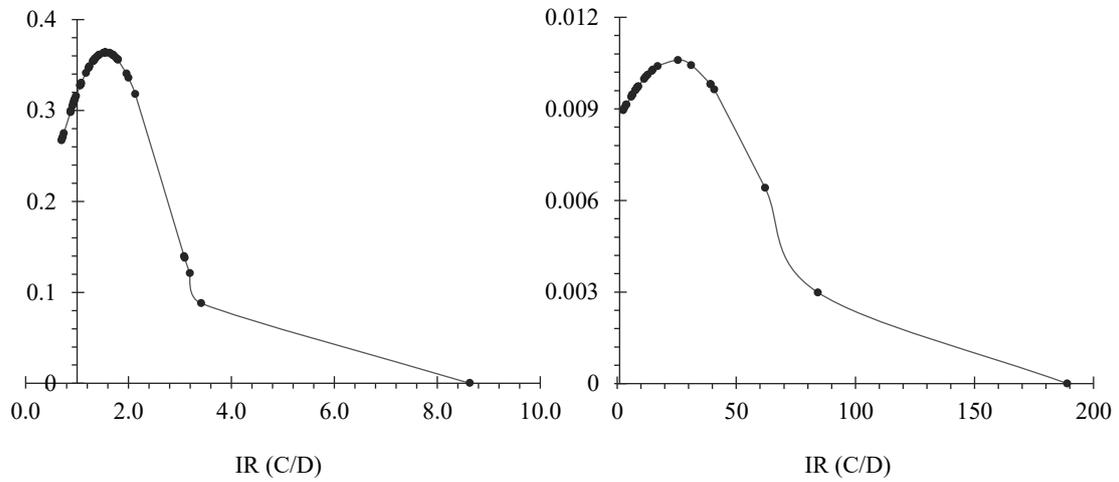
Campata B

T 80x25	B-1_*-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	226	63	0.28
TIPOL. C	B-*_6-2	1Ø6/15	0.38	V ₃	1334	176	0.13
T 80x25	B-4_3-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	258	63	0.25
TIPOL. D	B-6_5-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	23	221	9.64
T 80x25	B-1_*-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	152	63	0.42
TIPOL. O	B-*_6-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	425	221	0.52

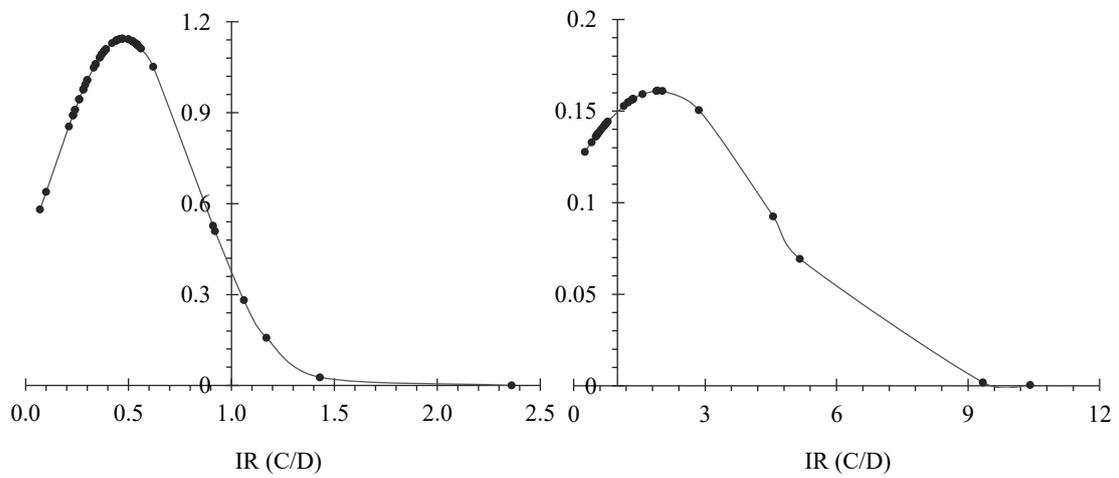
Campata C

T 80x25	C-1_*-2	1Ø6/15	0.38	V ₂	256	63	0.25
TIPOL. A	C-*_6-2	1Ø6/15	0.38	V ₃	1267	191	0.15
T 80x25	C-2_1-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	185	63	0.34
TIPOL. B	C-2_1-1	1Ø6/15	0.38	V ₃	37	221	5.96
T 80x25	C-5_4'-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	561	-	-
TIPOL. E	C-5_4'-1	1Ø6/15	0.38	V ₃	702	221	0.32
T 80x25	C-3_2-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	169	63	0.38
TIPOL. H	C-3_2-1	1Ø6/15	0.38	V ₃	7	221	33.76
T 80x25	C-1_*-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	177	63	0.36
TIPOL. P	C-*_6-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	469	221	0.47
T 80x25	T Int.-C2"	1Ø6/15	0.38	V ₂	511	-	-
TIPOL. I	T Int.-C2"	1Ø6/15	0.38	V ₃	52	106	2.06
T 80x25	T Int.-C4"	1Ø6/15	0.38	V ₂	210	104	0.49
TIPOL. N	T Int.-C4"	1Ø6/15	0.38	V ₃	17	78	4.66

Distribuzione Gaussiana dell'IR delle verifiche a Flessione e a Taglio eseguite per i pilastri in condizione statica.



Distribuzione Gaussiana dell'IR delle verifiche a Flessione e a Taglio eseguite per i pilastri in condizione sismica.



La vulnerabilità sismica di una struttura viene fornita da un idoneo indicatore che mette in relazione la capacità resistente dell'elemento analizzato e la richiesta in termini di stato di sforzo (o di deformazione) prevista dalla Normativa Tecnica. Tale indice di vulnerabilità sismica, chiamato Indicatore di Rischio sismico, codifica in modo sintetico gli esiti numerici della valutazione di vulnerabilità.

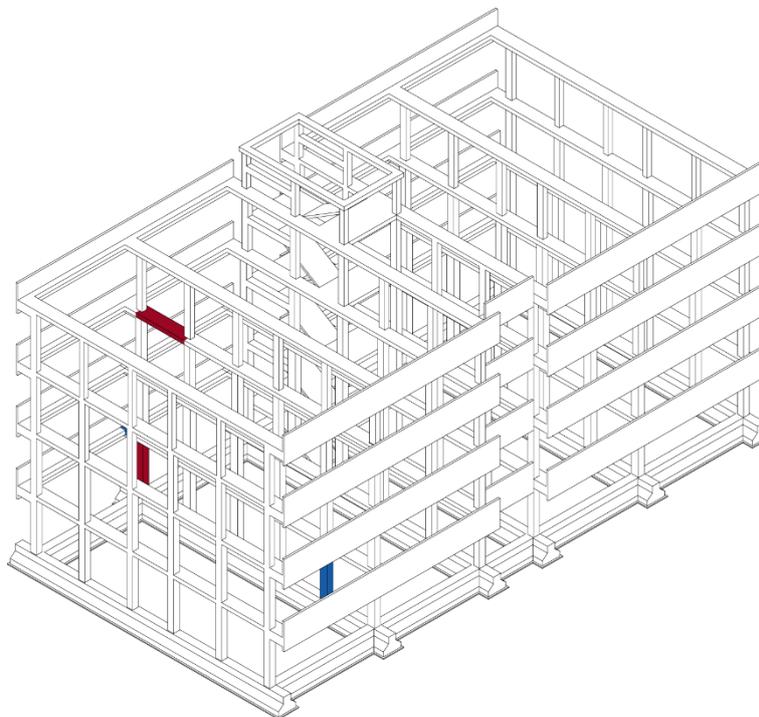
Per il caso studio esaminato le valutazioni della sicurezza mostrano una buona capacità resistente della struttura a fronte di sollecitazioni statiche, esibendo per la maggior parte degli elementi un indice di rischio superiore all'unità. I rapporti C/D più bassi in termini di resistenza si registrano per le azioni flettenti e taglianti agenti sui telai orditi in direzione B, valori che in ogni caso risultano giustificati da una maggiore estensione dell'area d'influenza di cui sono dotate le travi in dir. B rispetto i telai laterali.

Nello specifico i rapporti C/D più bassi si riscontrano per i seguenti elementi:

Azioni flettenti: P B-6-1 (70%), T B-6_5-4 (130%)

Azioni taglianti: P B-2-1 (245%), T B-*_6-1 (34%)

Visualizzazione degli elementi più sollecitati in condizione Statica



Diversamente in condizione sismica si assiste ad una sensibile diminuzione della performance strutturale dall'edificio, con IR inferiori all'unità e prossimi al valore 0.5. La distribuzione dello stato tensionale e degli indici di rischio evidenziano come le criticità maggiori della struttura siano localizzate in corrispondenza delle campate adiacenti al vano scala e degli elementi terminali a sbalzo dei primi livelli.

Si nota infatti una concentrazione delle sollecitazioni per le campate disposte in dir. C e D con pilastri soggetti ad importanti valori di trazione e taglio V2 (direzione X). Le evidenze testimoniano un notevole contributo fornito in termini di rigidità dalle suddette campate centrali all'intero organismo, che si comportano di fatto, grazie alla funzione di collegamento svolta dalle velette di bordo e i pianerottoli di piano(scale), come un nucleo irrigidente. Per i pilastri componenti il vano scala si registrano inoltre i valori più elevati di momento torcente, aspetto che sottolinea il considerevole apporto anche in termini di rigidità torsionale della porzione centrale del fabbricato.

Per quanto riguarda le travi, gli elementi maggiormente sollecitati sono le porzioni terminali degli elementi a sbalzo connessi alle velette di bordo. In questi tratti si riscontrano valori elevati delle sollecitazioni flettenti M2 e M3, nonché di momento torcente T.

Il motivo risiede nel fatto che la continuità strutturale in direzione X sia garantita dalla sola presenza delle velette di bordo, che trattengono i singoli telai evitando che esibiscano comportamenti indipendenti con deformate a mensola. Quest'ultimo aspetto è stato debitamente approfondito nel capitolo successivo.

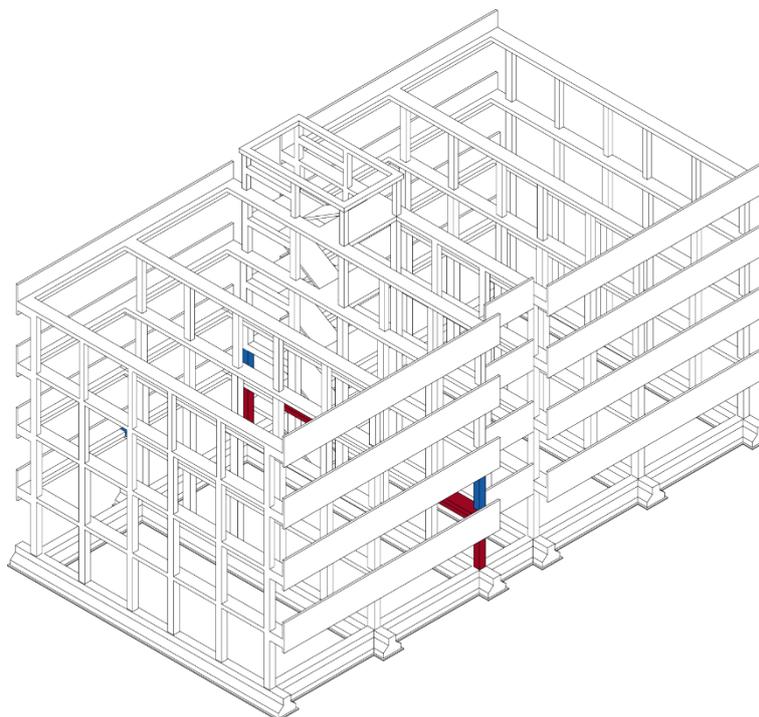
Per la condizione sismica gli elementi strutturali maggiormente sollecitati risultano essere:

Azioni flettenti: P C-6-1(ind.²⁶) e P C-1-1(ind.) , T C-5_4'-1(ind.) T C-2_1-1 (13%)

Azioni taglianti: P C-1-2(ind.) e P C-6"-2 (26%), T B-*_6-2 (13%)

²⁶ Ind.: Indeterminabile

Visualizzazione degli elementi più sollecitati in condizione Sismica



6.4.2 FENOMENO DELLA VELETTA ECCENTRICA

Ricordiamo come dal punto di vista strutturale, l'organismo in esame si componga di una struttura intelaiata in c.a. con solai di piano e di copertura in latero-cemento gettati in opera.

Le travi principali interne, tutte a spessore di solaio, sono ordite in direzione Y parallelamente al lato corto dell'edificio e terminano ai vari livelli con uno sbalzo di estremità di lunghezza pari a 1m.

In direzione X la continuità strutturale viene garantita dalla presenza di velette di parapetto in c.a., disposte eccentricamente rispetto il filo dei pilastri longitudinali e connesse alle estremità delle travi in prossimità degli sbalzi. Fanno eccezione dei soli telai attigui al corpo scala, in cui sono presenti velette allineate ancorate direttamente ai pilastri.

Le velette sono gli unici elementi strutturali con funzione di collegamento dei telai orditi in direzione Y e i soli a garantire il comportamento unitario dell'intero organismo.

Presentano sezioni a T con anima disposta in orizzontale e ala di altezza pari a 1.8 m e spessore 12 cm e nel complesso formano una geometria che conferisce un elevato grado di rigidità flessionale in direzione Y alla struttura.

Dalle analisi eseguite in condizione sismica è stato possibile riscontrare forti e insolite sollecitazioni di trazione alla base dei pilastri nei due telai attigui al corpo scala. Tale circostanza ha richiesto il riesame dei risultati ottenuti e la ricerca di possibili spiegazioni che ne potessero giustificare l'esistenza. A tal riguardo sono stati ricreati modelli parziali e ausiliari della struttura realizzati con l'obiettivo di comprendere e verificare il corretto funzionamento di parti isolate dell'organismo. Le verifiche eseguite hanno condotto alla formulazione di due ipotesi di comportamento, distinte in funzione della natura locale e globale del meccanismo:

- 1) Scala locale: la disposizione eccentrica delle velette rispetto al filo dei pilastri unitamente alla loro connessione con gli elementi sismo-resistenti in direzione Y in prossimità degli elementi a sbalzo particolarmente deformabili torsionalmente, determina una limitazione del contributo in rigidità che le stesse velette sarebbero

in grado di fornire alla struttura in direzione X se queste fossero allineate al filo dei pilastri.

- 2) Scala globale: La presenza di velette eccentriche determina uno squilibrio in termini di comportamento dei telai interessati dal fenomeno (1) e del “nucleo irrigidente” formato dai (telai C-D e dal vano scale) che ha le velette allineate al filo dei pilastri. Globalmente il meccanismo si traduce nell’esibizione di un comportamento a mensola per i telai laterali e shear-type per quello in posizione centrale, determinando alla base dei pilastri di quest’ultimo una concertazione maggiore di sforzi.

1-Ipotesi di comportamento a scala locale

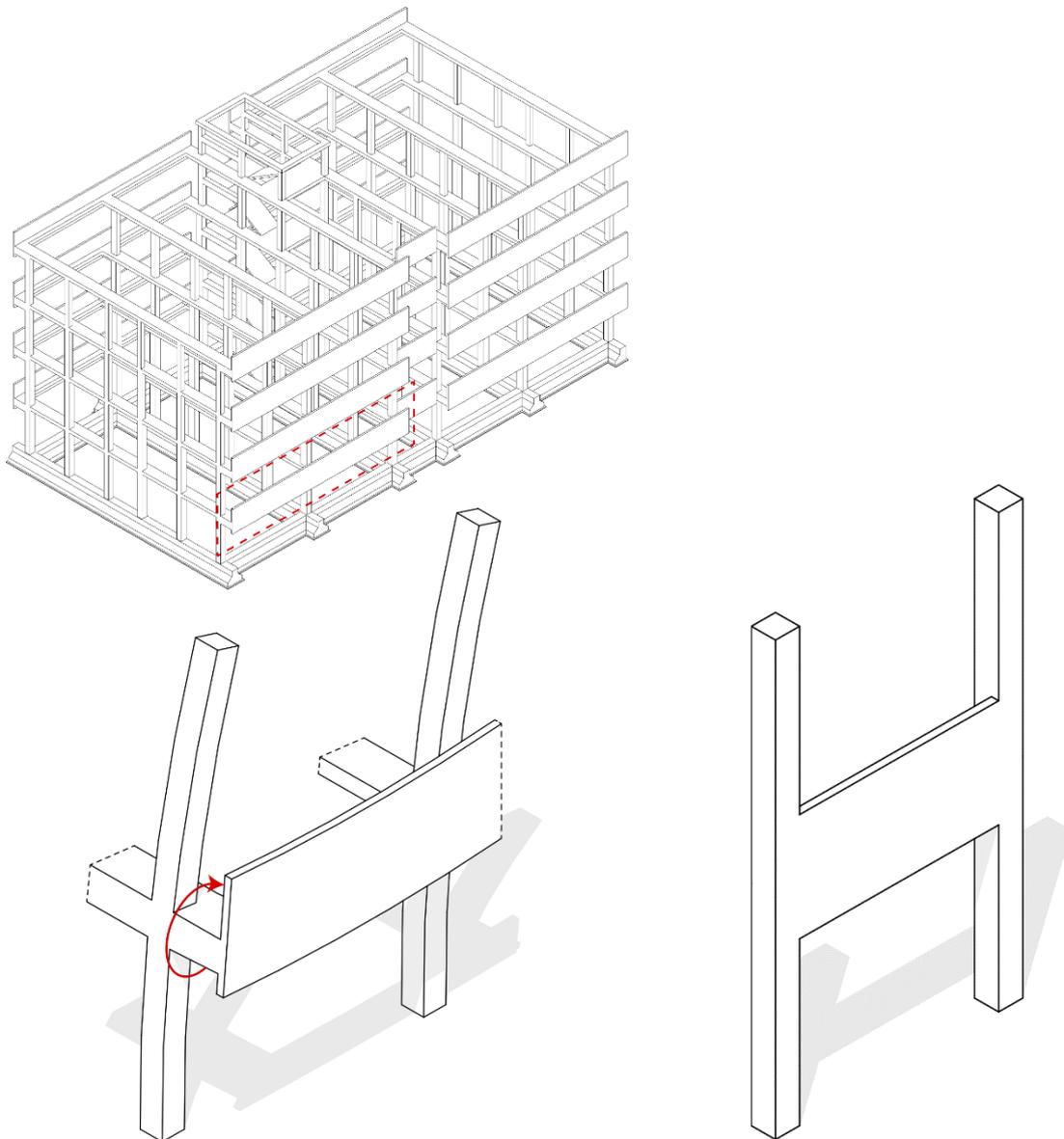


Figura 56 – Ipotesi di comportamento a scala locale: a) Localizzazione fenomeno, b) Dettaglio fenomeno, c) Velella allineata

2-Ipotesi di comportamento a scala globale

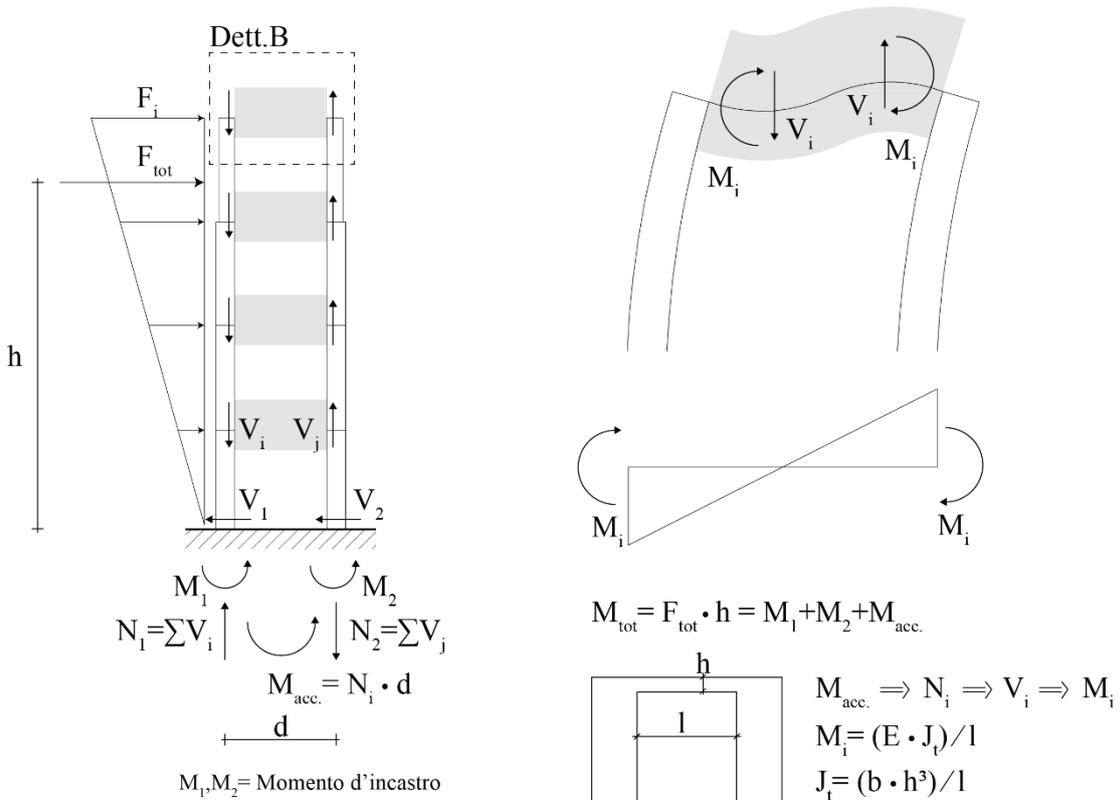
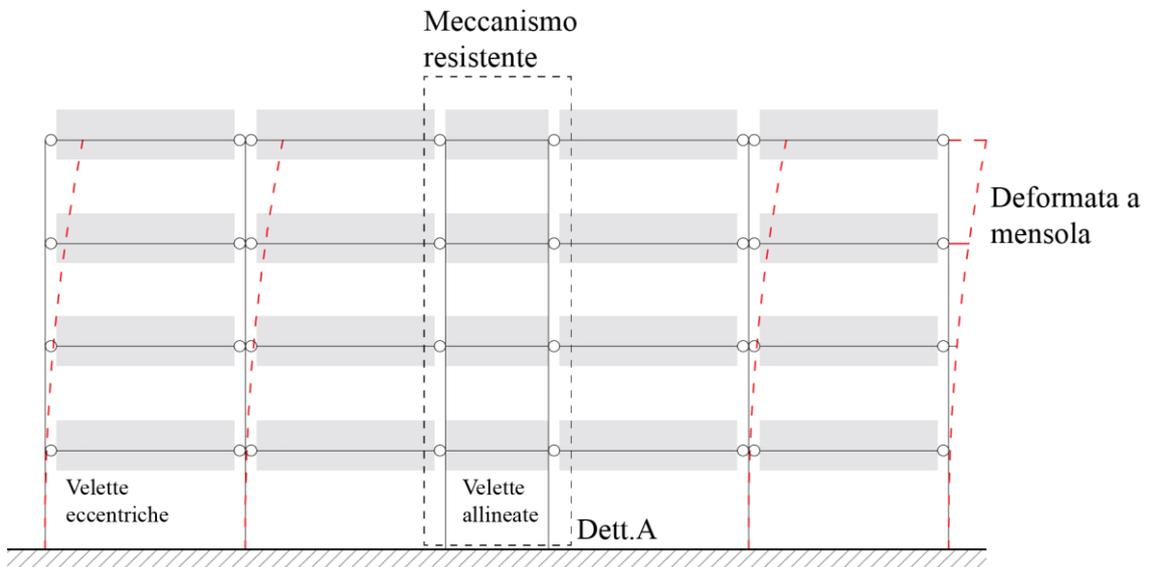


Figura 57 – a) Dettaglio A meccanismo resistente che sollecita a trazione-compressione i pilastri dei telai in dir. C-D, b) Dettaglio B azioni trasmesse dai pilastri alle velette di collegamento.

La conferma dell'ipotesi di comportamento suggerita per il primo dei meccanismi riportati, deriva dal confronto diretto del modello reale con uno schema realizzato con elementi a veletta allineati per tutti i telai della prima campata (X). I risultati di questo secondo modello mostrano come alla rimozione di eccentricità dagli elementi strutturali segua, per i telai “laterali”, un incremento generale della rigidità, manifestandosi in una deformata assimilabile ad un sistema con comportamento shear-type. Evidenze che trovano riscontro anche nella riduzione del divario degli stati tensionali agenti alla base del telaio centrale (che ad ogni modo si mantiene superiore poiché dotato di campata con luce minore) e quelli dei telai “laterali”.

Di contro, nel primo modello con veletta eccentrica si osserva che i telai “laterali” esibiscono un comportamento più deformabile, schematizzabile con travi connesse ai pilastri con vincolo a doppio pendolo e che si manifesta con deformate a mensola delle pilastrate. Questo lo si deve al fatto che, sebbene la rigidità delle velette sia più che sufficiente ad incastrare i pilastri, il loro contributo è limitato dalla grande deformabilità torsionale degli elementi a sbalzo che ne impedisce pertanto la piena efficacia.

La seconda ipotesi di comportamento mira a legittimare i valori di trazione riscontrati alla base dei pilastri nei telai attigui al corpo scala.

Lo squilibrio in rigidità dei telai, suscitato da uno sfavorevole posizionamento degli elementi di bordo, fa sì che il telaio centrale (non soggetto al fenomeno della veletta eccentrica e dotato di campata con lunghezza inferiore) sia molto più rigido rispetto agli altri.

La funzione di accoppiamento svolta dall'elemento veletta sui piedritti provoca l'insorgere di un meccanismo resistente che sollecita a trazione-compressione i pilastri del telaio e che a sua volta è tanto più efficace quanto è più rigido flessionalmente l'elemento di collegamento.

Dal punto di vista deformativo, i telai laterali caratterizzati da una maggiore deformabilità si appoggiano sul telaio centrale rigido, che si trova a sopportare le azioni orizzontali dell'intero organismo.

La verifica di questa seconda ipotesi, esattamente come riportato per la prima, ha richiesto l'esecuzione di schemi alternativi di modellazione che ne hanno dimostrato l'attendibilità. Il primo passo è consistito nell'indagare, sulla base delle sollecitazioni estratte, gli elementi dei telai centrali più sollecitati a taglio in direzione X(V2); in considerazione del fatto che la sollecitazione tagliante possa essere impiegata come parametro indicatore degli elementi strutturali dotati di maggiore rigidezza.

Questo ci ha permesso di comprendere l'effettiva distribuzione delle rigidezze degli elementi strutturali e di capire come specifiche condizioni locali ne influenzino l'entità. Come da attese, gli elementi maggiormente sollecitati a taglio (quindi più rigidi) risultano essere i pilastri dotati di veletta priva di eccentricità e quelli appartenenti al vano scale.

Anche per questo secondo caso la conferma dell'ipotesi di comportamento è giunta dall'analisi del modello realizzato con elementi a veletta allineati. Dove l'assenza di velette eccentriche fa sì che tutti i telai disposti in direzione longitudinale siano in grado di apportare il medesimo contributo in termini di rigidezza, evitando l'insorgere del meccanismo resistente a trazione-compressione per il telaio centrale; responsabile delle sollecitazioni di trazione alla base dei pilastri.

6.4.3 CONFRONTO: TRA MODELLI A BASE FISSA E A BASE DEFORMABILE

Si ricorda che il processo comparativo degli effetti del SSI è stato indagato su due livelli, il primo ha previsto il confronto delle risposte dinamiche fornite da tre modelli distinti per condizioni di vincolo adottate (Mod.1 a base fissa, Mod.2 base deformabile con solo impedenze traslazionali in direzione Z, Mod.3 base deformabile con impedenze traslazionali in Z e rotazionali K_{rx}/K_{ry}), mentre al secondo livello si sono indagate le differenze per il modello a base deformabile Mod.3 in termini tensionali e deformativi legati all'utilizzo di tre valori differenti di rigidezza delle molle impiegate (Mod. 3A $K_a=1$, Mod.3B $K_b=K_a/4$, Mod.3C $K_c=K_a/40$).

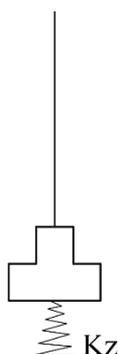
Si procede ora ad esporre i risultati del confronto tra modelli a base fissa e a base deformabile.

Modello 1: Struttura a base fissa



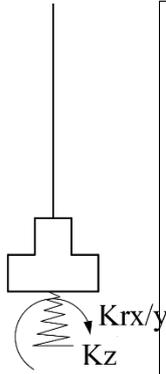
Modo	Periodo (s)	Sd(T) (m/s ²)	Massa partecipante			$\sum \tilde{M}_x \%$	$\sum \tilde{M}_y \%$	Massa partecipante		
			Dir. X	Dir. Y	Dir. Z			Rx	Ry	Rz
1	1.046874	1.662	0.7733	0.0001	0.0000	77.33	0.01	0.0000	0.0298	0.0257
2	0.838494	2.075	0.0281	0.0032	0.0000	80.14	0.33	0.0003	0.0007	0.7865
3	0.792241	2.201	0.0000	0.8112	0.0000	80.14	81.44	0.0779	0.0000	0.0032
4	0.356628	4.098	0.1106	0.0000	0.0000	91.20	81.45	0.0000	0.0719	0.0028
5	0.292970	4.098	0.0026	0.0001	0.0000	91.46	81.45	0.0002	0.0021	0.1056
6	0.272074	4.098	0.0000	0.1112	0.0000	91.46	92.57	0.2186	0.0000	0.0001
7	0.200181	4.098	0.0504	0.0000	0.0000	96.51	92.58	0.0000	0.0190	0.0018
8	0.174890	4.098	0.0016	0.0000	0.0000	96.66	92.58	0.0000	0.0009	0.0432
9	0.158580	4.098	0.0000	0.0415	0.0000	96.66	96.73	0.0242	0.0000	0.0000
10	0.128871	3.955	0.0106	0.0000	0.0000	97.72	96.73	0.0000	0.0066	0.0011

Modello 2: Struttura a base deformabile con impedenze traslazionali lungo Z



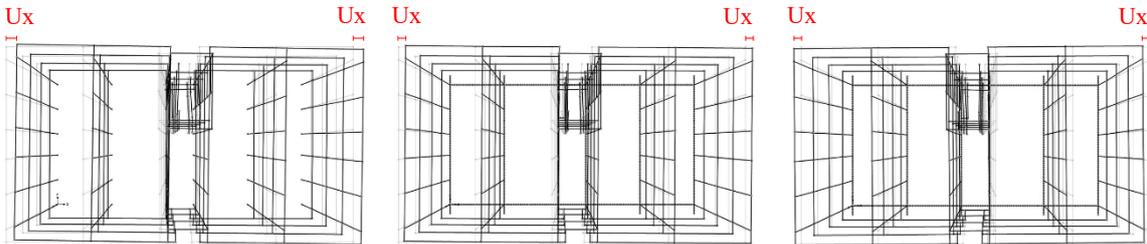
Modo	Periodo (s)	Sd(T) (m/s ²)	Massa partecipante			$\sum \tilde{M}_x \%$	$\sum \tilde{M}_y \%$	Massa partecipante		
			Dir. X	Dir. Y	Dir. Z			Rx	Ry	Rz
1	1.066839	1.632	0.6914	0.0000	0.0000	69.14	0.00	0.0000	0.0580	0.0138
2	0.817750	2.126	0.0154	0.0047	0.0000	70.68	0.47	0.0010	0.0010	0.6756
3	0.788369	2.212	0.0001	0.6948	0.0000	70.69	69.96	0.1491	0.0000	0.0046
4	0.355239	4.098	0.1006	0.0000	0.0000	80.75	69.96	0.0000	0.0454	0.0024
5	0.283607	4.098	0.0024	0.0001	0.0000	80.99	69.96	0.0001	0.0012	0.0962
6	0.263714	4.098	0.0000	0.1037	0.0000	80.99	80.34	0.1251	0.0000	0.0001
7	0.200018	4.098	0.0458	0.0000	0.0000	85.57	80.34	0.0000	0.0090	0.0015
8	0.169776	4.098	0.0014	0.0000	0.0000	85.71	80.34	0.0000	0.0004	0.0440
9	0.154579	4.098	0.0000	0.0407	0.0000	85.71	84.41	0.0034	0.0000	0.0000
10	0.129482	3.962	0.0094	0.0000	0.0001	86.64	84.41	0.0000	0.0038	0.0008

Modello 3: Struttura a base deformabile con impedenze traslazionali lungo Z che rotazionali



Modo	Periodo (s)	Sd(T) (m/s ²)	Massa partecipante			$\sum \tilde{M}_x \%$	$\sum \tilde{M}_y \%$	Massa partecipante		
			Dir. X	Dir. Y	Dir. Z			Rx	Ry	Rz
1	1.046925	1.662	0.6779	0.0000	0.0000	67.79	0.00	0.0000	0.0595	0.0162
2	0.816913	2.129	0.0176	0.0048	0.0000	69.55	0.48	0.0010	0.0012	0.6729
3	0.787578	2.214	0.0001	0.6945	0.0000	69.56	69.93	0.1490	0.0000	0.0047
4	0.349893	4.098	0.1016	0.0000	0.0000	79.71	69.93	0.0000	0.0428	0.0025
5	0.283404	4.098	0.0026	0.0001	0.0000	79.98	69.93	0.0001	0.0012	0.0961
6	0.263690	4.098	0.0000	0.1038	0.0000	79.98	80.31	0.1252	0.0000	0.0001
7	0.196264	4.098	0.0490	0.0000	0.0000	84.87	80.31	0.0000	0.0098	0.0017
8	0.169591	4.098	0.0018	0.0000	0.0000	85.05	80.31	0.0000	0.0006	0.0438
9	0.154520	4.098	0.0000	0.0407	0.0000	85.05	84.38	0.0036	0.0000	0.0000
10	0.128627	3.952	0.0077	0.0000	0.0002	85.82	84.39	0.0001	0.0055	0.0007

Primo modo di vibrare



Modello 1

Periodo	1.04687
Frequenza	0.95522
Sd(T)	1.662

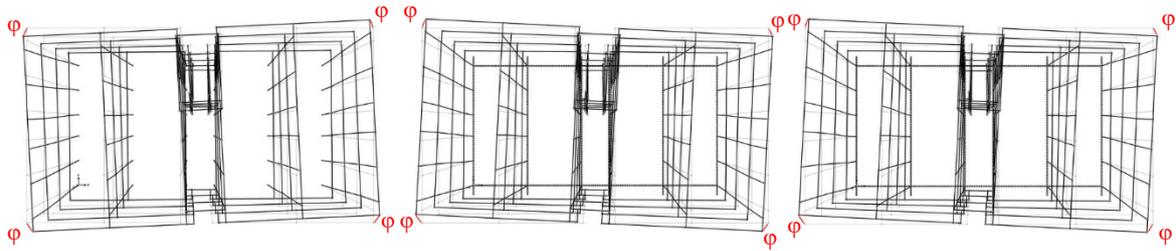
Modello 2

Periodo	1.06684
Frequenza	0.93735
Sd(T)	1.632

Modello 3

Periodo	1.04693
Frequenza	0.95518
Sd(T)	1.662

Secondo modo di vibrare



Modello 1

Periodo	0.83849
Frequenza	1.19261
Sd(T)	2.075

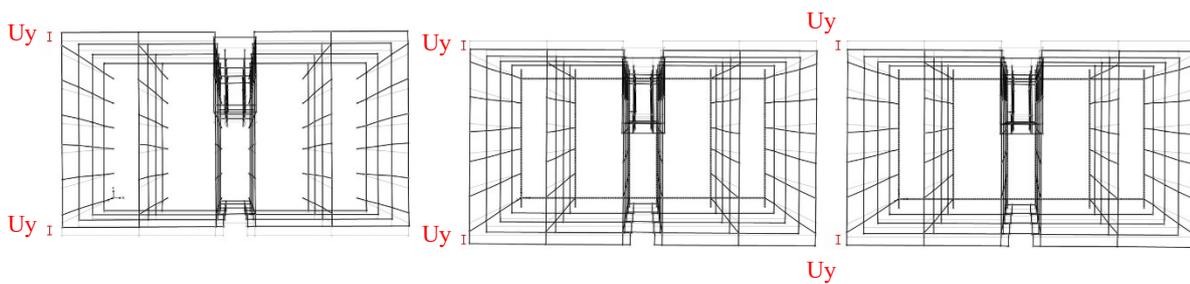
Modello 2

Periodo	0.81775
Frequenza	1.22287
Sd(T)	2.126

Modello 3

Periodo	0.81691
Frequenza	1.22412
Sd(T)	2.129

Terzo modo di vibrare



Modello 1

Periodo	0.79224
Frequenza	1.26224
Sd(T)	2.201

Modello 2

Periodo	0.78837
Frequenza	1.26844
Sd(T)	2.212

Modello 3

Periodo	0.78758
Frequenza	1.26972
Sd(T)	2.214

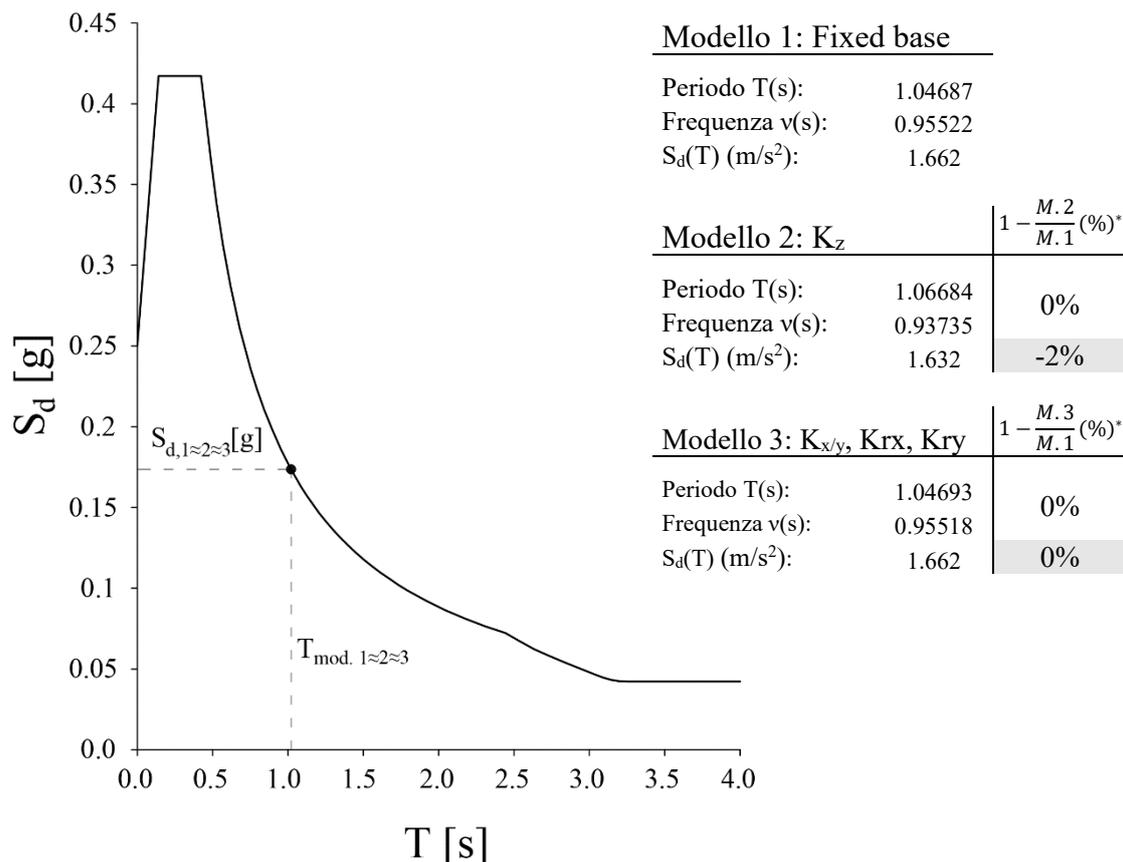


Figura 5813 – Spettro di risposta elastico in accelerazione con sovrapposizione dei valori caratteristici del modello 1-2-3

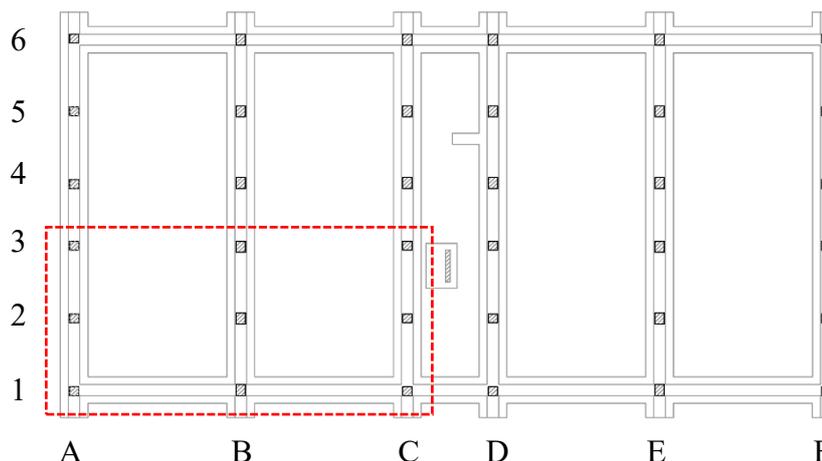
Come evidenziato dai grafici e le tabelle sopra riportate non si percepiscono significative variazioni del periodo di vibrazione per i tre modelli, questo significa che non si osservano modificazioni del taglio alla base V_b al variare delle condizioni di vincolo. Come del resto ci si aspetterebbe per una modellazione SSI.

Tuttavia, è bene osservare che le caratteristiche dinamiche del sistema (come verrà dimostrato nei capitoli successivi) sono fortemente dipendenti dalle caratteristiche di deformabilità con le quali si modellano le impedenze del terreno.

In linea di massima è possibile affermare che all'aumentare della deformabilità del terreno corrisponda un maggiore periodo proprio di oscillazione.

Pertanto, si è voluto indagare se molle più deformabili potessero determinare variazioni significative dei risultati delle analisi (secondo livello di confronti).

Si osservano invece modificazioni significative nella distribuzione delle sollecitazioni nei modelli a base deformabile (modelli 2 e 3) rispetto alla configurazione a base fissa (modello 1), con un incremento dello stato di sforzo negli elementi localizzati in prossimità delle campate centrali (C-D) e dei pilastri posizionati all’intersezione delle strutture di fondazione. Al contrario si nota una progressiva diminuzione dei momenti agenti alla base dei pilastri via via che ci sposta (con riferimento alla direzione Y) verso le campate centrali 3-4.



Sollecitazioni analizzate: M3,V2

A-1-1

B-1-1

C-1-1

	Mod. 1	%	Mod. 3	Mod. 1	%	Mod. 3	Mod. 1	%	Mod. 3
M3	259	+25%	323	332	+25%	414	436	+25%	546
	-266	+14%	-303	-325	+23%	-400	-425	+32%	-559
V2	116	+17%	136	154	+17%	180	284	+10%	313
	-126	+6%	-134	-150	+15%	-173	-276	+11%	-307

Variazioe media

M3 24%

V2 13%

A-2-1

B-2-1

C-2-1

	Mod. 1	%	Mod. 3	Mod. 1	%	Mod. 3	Mod. 1	%	Mod. 3
M3	186	+2%	189	239	-3%	233	202	-3%	196
	-195	-4%	-188	-234	-4%	-225	-184	-4%	-177
V2	55	-7%	51	74	-9%	67	69	-10%	62
	-65	-11%	-58	-73	-12%	-64	-55	-13%	-48

Variazioe media

M3 -3%

V2 -10%

	A-3-1			B-3-1			C-3-1		
	Mod. 1	%	Mod. 3	Mod. 1	%	Mod. 3	Mod. 1	%	Mod. 3
M3	181	-6%	171	233	-11%	207	193	-9%	175
	-190	-7%	-176	-228	-12%	-201	-178	-11%	-158
V2	51	-14%	44	70	-21%	55	62	-18%	51
	-61	-15%	-52	-68	-21%	-54	-50	-22%	-39

Variazioe media

M3 -9%

V2 -19%

Sollecitazioni analizzate: M2,V3

	A-1-1			B-1-1			C-1-1		
	Mod. 1	%	Mod. 3	Mod. 1	%	Mod. 3	Mod. 1	%	Mod. 3
M2	281	+6%	297	452	-1%	447	213	+5%	224
	-265	+10%	-292	-407	+12%	-456	-197	+21%	-239
V3	120	-3%	116	181	-10%	163	94	-6%	88
	-107	+1%	-108	-143	+3%	-148	-80	+11%	-89

Variazioe media

M3 9%

V2 -1%

	A-2-1			B-2-1			C-2-1		
	Mod. 1	%	Mod. 3	Mod. 1	%	Mod. 3	Mod. 1	%	Mod. 3
M2	305	+10%	335	468	+3%	481	228	+14%	261
	-302	+16%	-349	-464	+17%	-542	-226	+29%	-291
V3	139	+1%	141	195	-6%	183	105	+5%	110
	-138	+7%	-147	-193	+8%	-209	-104	+19%	-124

Variazioe media

M3 15%

V2 6%

	A-3-1			B-3-1			C-3-1		
	Mod. 1	%	Mod. 3	Mod. 1	%	Mod. 3	Mod. 1	%	Mod. 3
M2	312	+13%	354	479	+8%	518	238	+19%	283
	-307	+16%	-356	-469	+13%	-532	-229	+25%	-286
V3	146	+4%	152	204	0%	204	113	+10%	124
	-142	+7%	-152	-197	+5%	-207	-107	+15%	-123

Variazioe media

M3 16%

V2 7%

Tabella 10 - Sollecitazioni M3.

M2

A-3-1 +15%	B-2-1 +11%	C-2-1 +22%
A-2-1 +13%	B-2-1 +10%	C-2-1 +22%
A-1-1 +8%	B-1-1 +6%	C-1-1 +13%

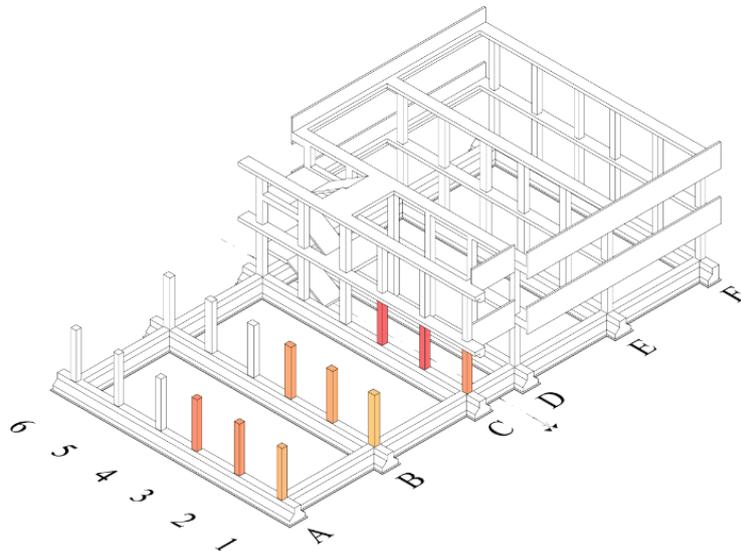


Tabella 11 – Sollecitazioni M3.

M3

A-3-1 -7%	A-3-1 -12%	A-3-1 -10%
A-2-1 -1%	B-2-1 -4%	B-2-1 -4%
A-1-1 +20%	B-1-1 +24%	C-1-1 +29%

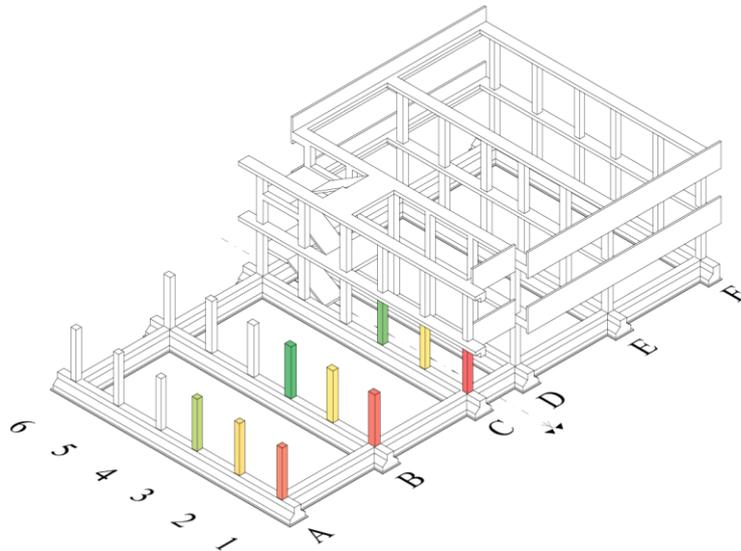


Figura 59 – Tab.6-7 Confronto delle sollecitazioni M2 e M3 per i modelli 1-3, a)b) Restituzione grafica delle variazioni tensionali individuate.

Tabella 12 – Confronto delle sollecitazioni V2 e V3 per i modelli 1-3.

V2

A-3-1 -15%	B-3-1 -21%	C-3-1 -20%
A-2-1 -9%	B-2-1 -11%	C-2-1 -12%
A-1-1 +12%	B-1-1 +16%	C-1-1 +11%

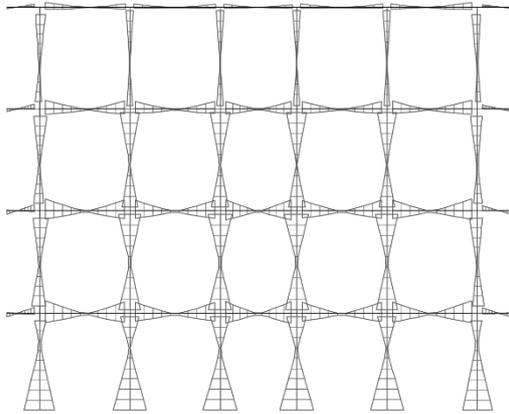
V3

A-3-1 +6%	B-3-1 +3%	C-2-1 +13%
A-2-1 +4%	B-2-1 +1%	B-2-1 +12%
A-1-1 -1%	B-1-1 -4%	C-1-1 -3%

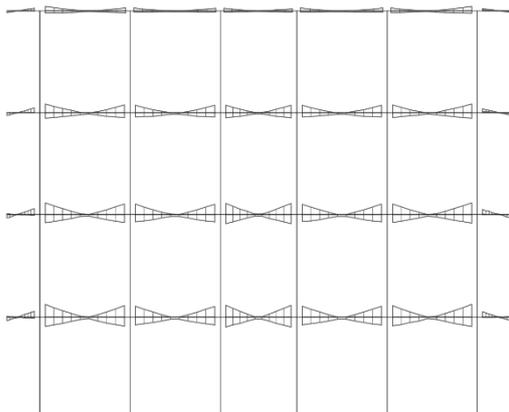
Di seguito si riportano i digrammi delle sollecitazioni estratti dal programma di calcolo.

Estrazione delle sollecitazioni per i telai trasversali orditi in direzione A(Y).

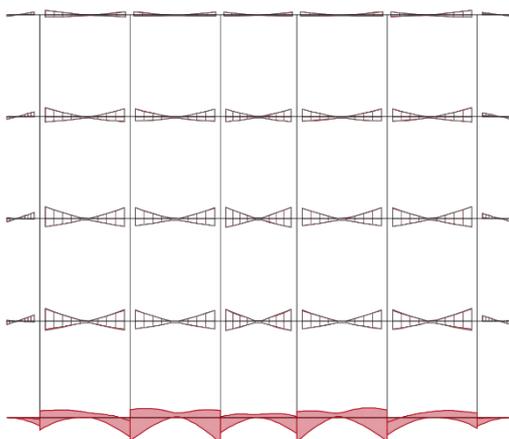
Modello 1: Struttura a base fissa



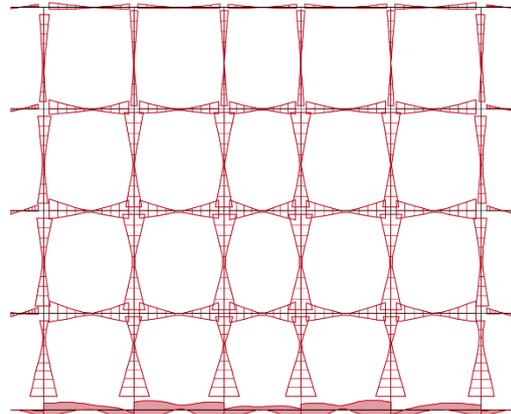
Modello 1: Struttura a base fissa



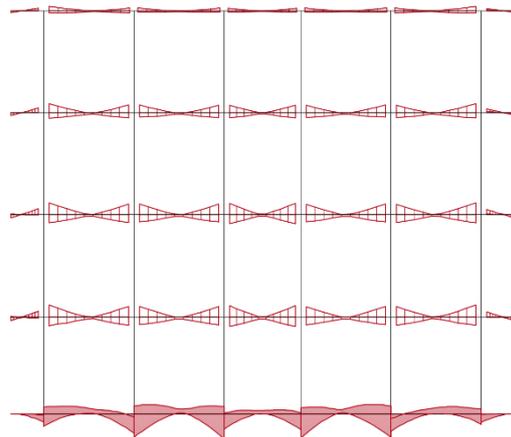
Comparazione M.1 e del M.3



Modello 3: K_z, K_{rx}, K_{ry}



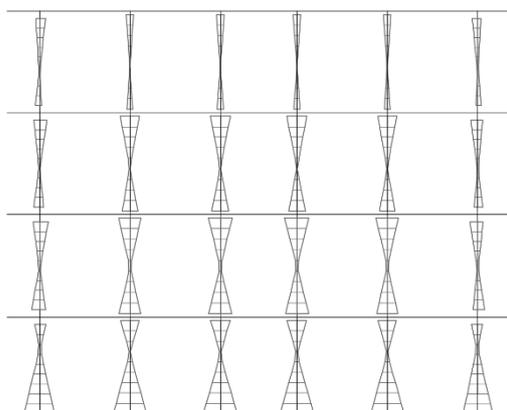
Modello 3: K_z, K_{rx}, K_{ry}



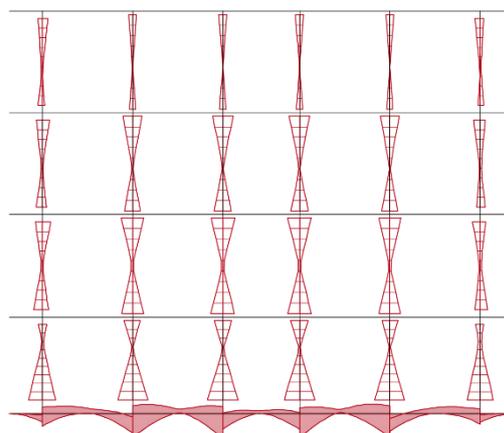
0 1 2 3 4 5 10

Figura 5914 – Comparazione della distribuzione tensionale tra la configurazione a base fissa e a base deformabile.

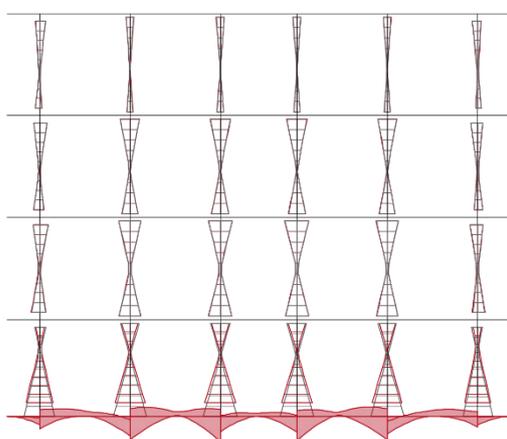
Modello 1: Struttura a base fissa



Modello 3: K_z, K_{rx}, K_{ry}



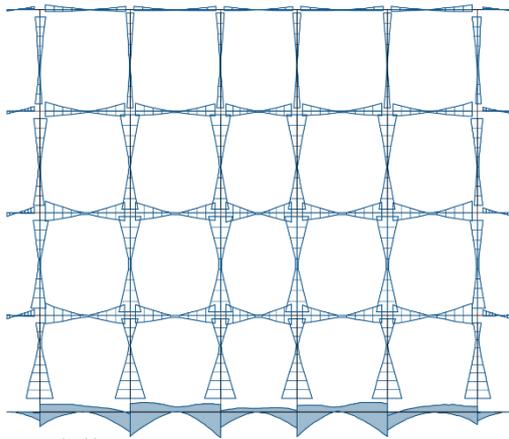
Comparazione M.1 e del M.3



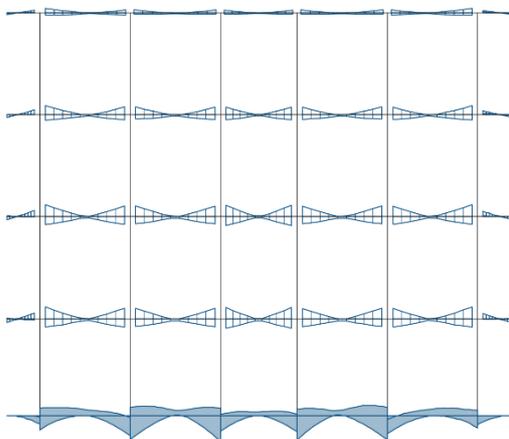
0 1 2 3 4 5 10

Figura 60 – Comparazione della distribuzione tensionale tra la configurazione a base fissa e a base deformabile.

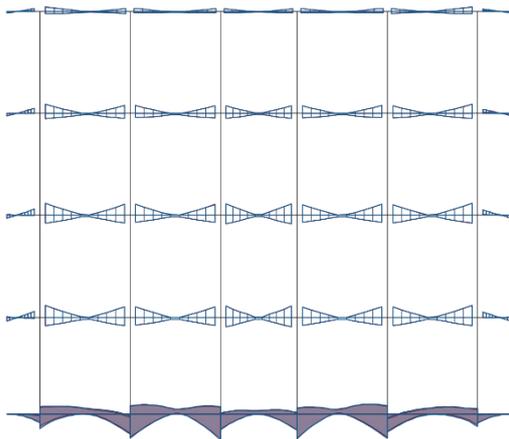
Modello 2: K_z



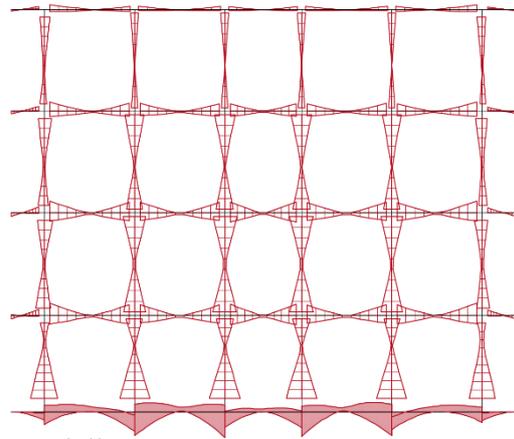
Modello 2: K_z



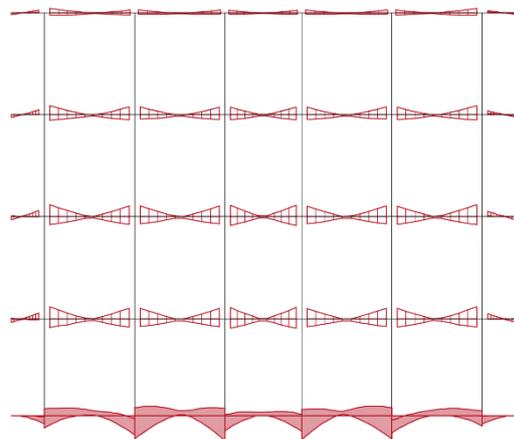
Comparazione M.2 e del M.3



Modello 3: K_z, K_{rx}, K_{ry}



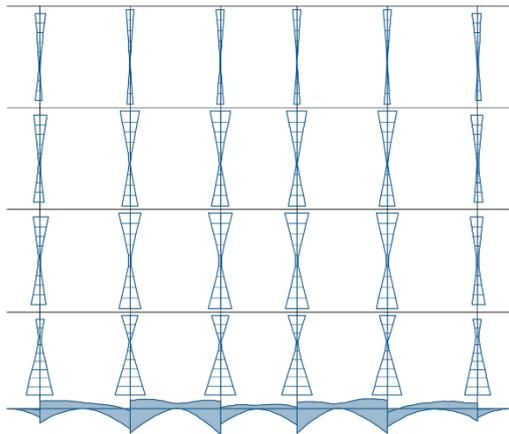
Modello 3: K_z, K_{rx}, K_{ry}



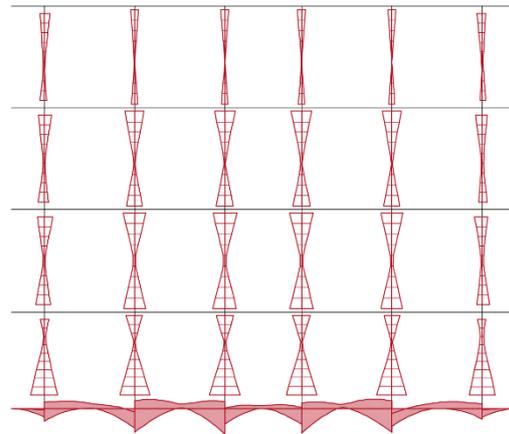
0 1 2 3 4 5 10

Figura 61 – Comparazione della distribuzione tensionale tra il modello 2, con sole molle traslazionali e il modello 3 con molle traslazionali e rotazionali.

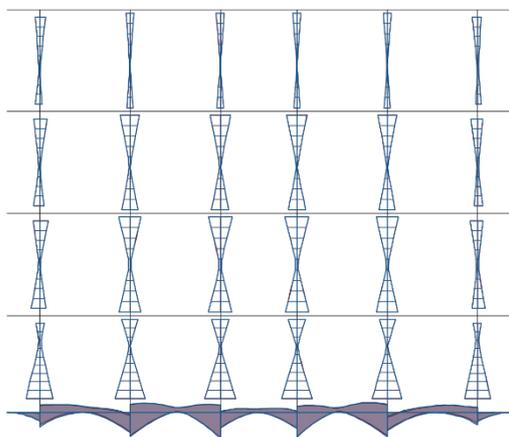
Modello 2: K_z



Modello 3: K_z, K_{rx}, K_{ry}



Comparazione M.2 e del M.3

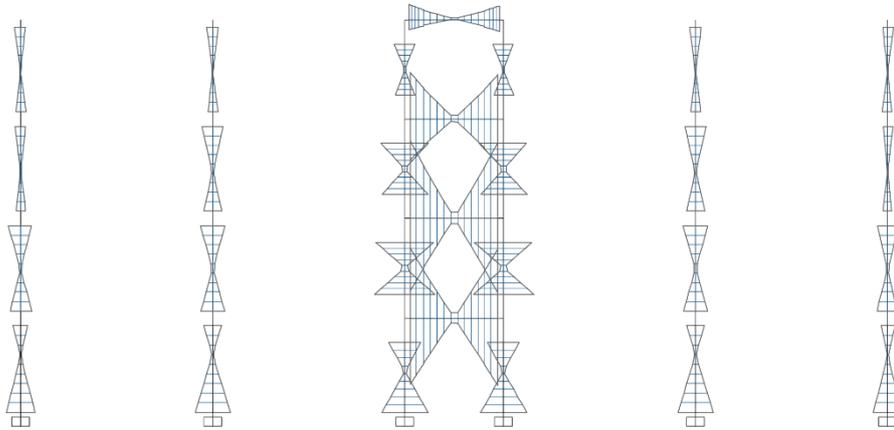


0 1 2 3 4 5 10

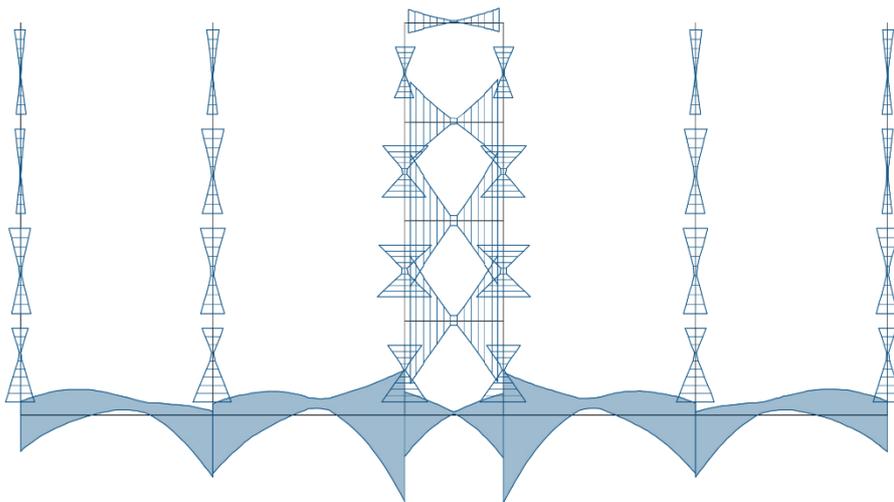
Figura 62 – Comparazione della distribuzione tensionale tra il modello 2, con sole molle traslazionali e il modello 3 con molle traslazionali e rotazionali.

Estrazione delle sollecitazioni per i telai longitudinali orditi in direzione 1(X)

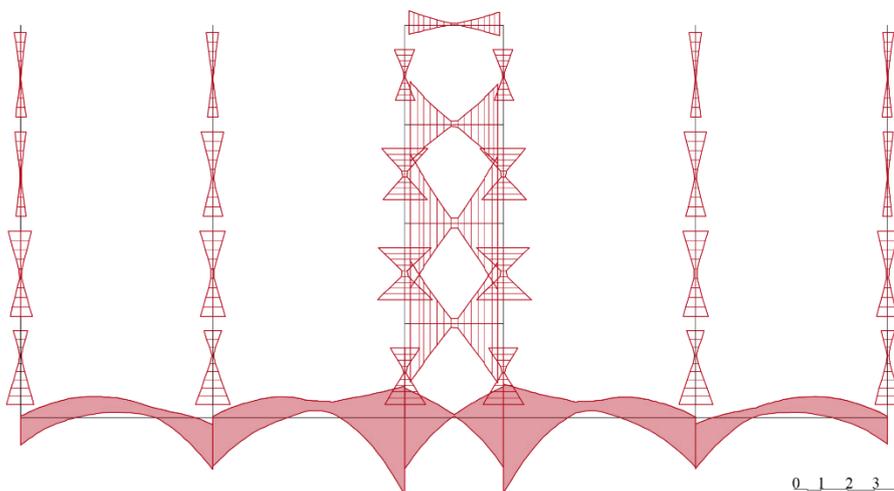
Modello 1: Struttura a base fissa



Modello 2: K_z



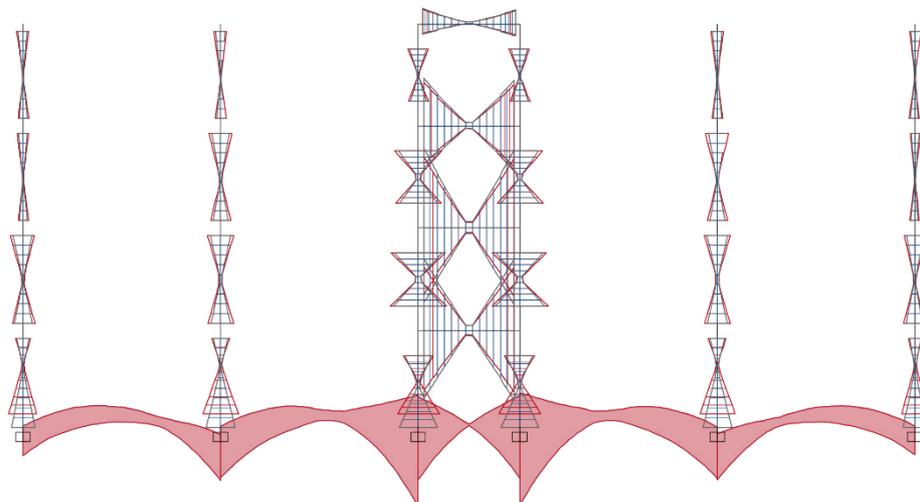
Modello 3: K_z, K_{rx}, K_{ry}



0 1 2 3 4 5 10

Figura 63 – Estrazione delle sollecitazioni per i telai in direzione X per i modelli 1-2-3

Comparazione M.1 e del M.3



Comparazione M.2 e del M.3

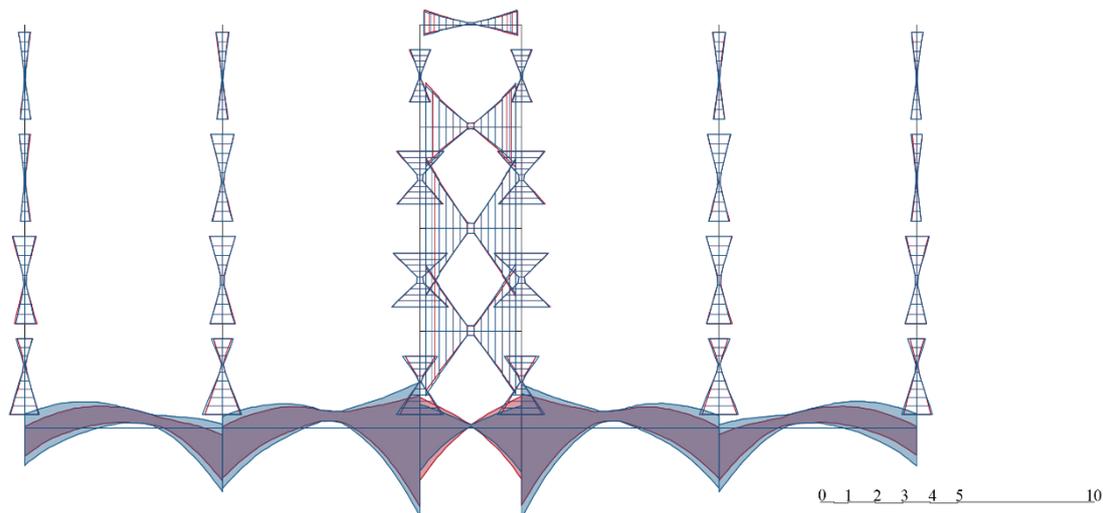


Figura 64 - Comparazione della distribuzione tensionale modelli 1-3 e modelli 2-3.

Comparazione delle sollecitazioni per elementi strutturali tipo

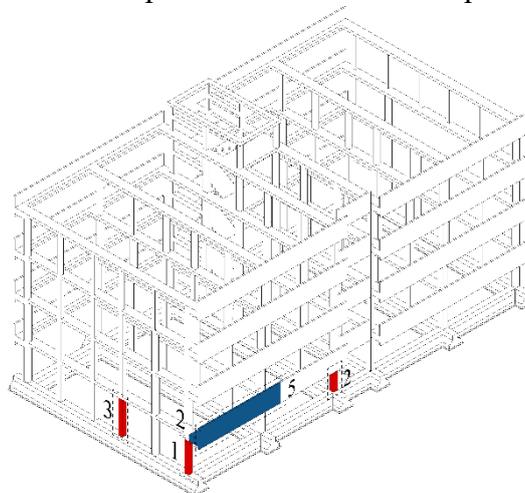
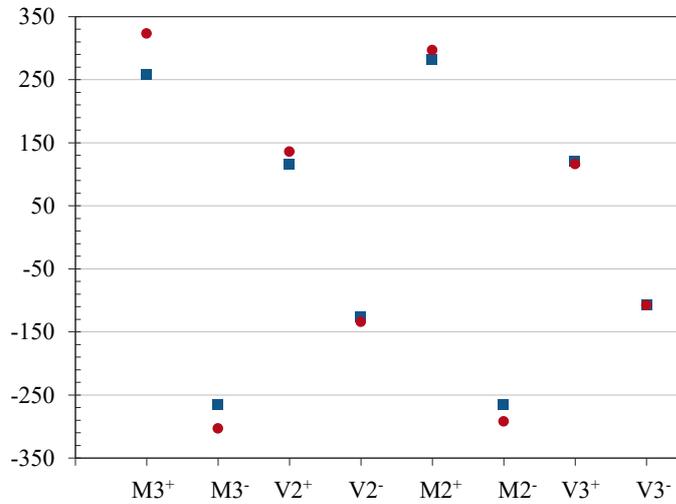


Figura 65 – Localizzazione elementi strutturali soggetti a comparazione

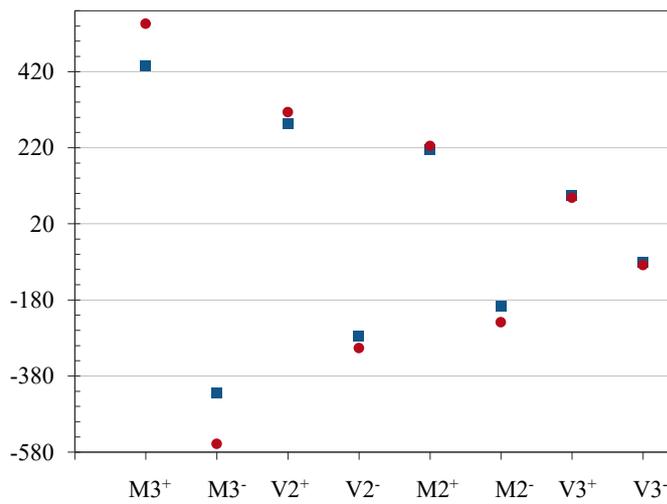
■ Modello 1 ● Modello 3

A-1-1



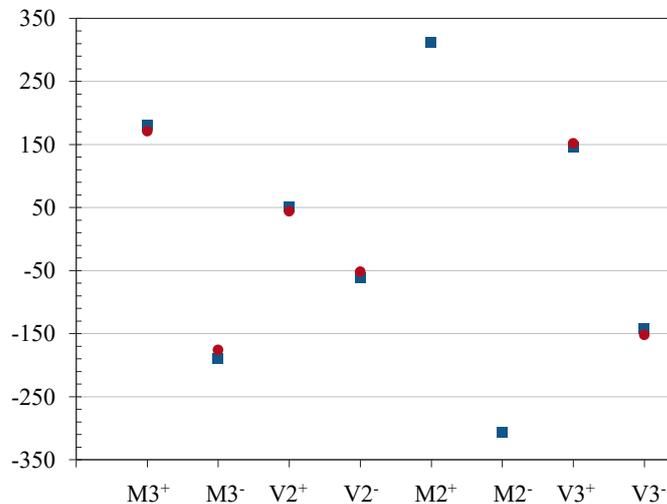
	Mod. 1	%	Mod. 3
M3	259	+25%	323
	-266	+14%	-303
V2	116	+17%	136
	-126	+6%	-134
M2	281	+6%	297
	-265	+10%	-292
V3	120	-3%	116
	-107	+1%	-108

C-1-1



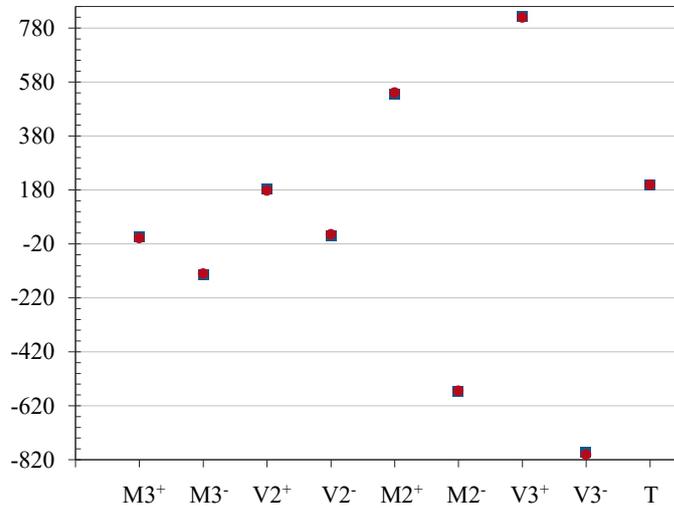
	Mod. 1	%	Mod. 3
M3	436	+25%	546
	-425	+32%	-559
V2	284	+10%	313
	-276	+11%	-307
M2	213	+5%	224
	-197	+21%	-239
V3	94	-6%	88
	-80	+11%	-89

A-3-1



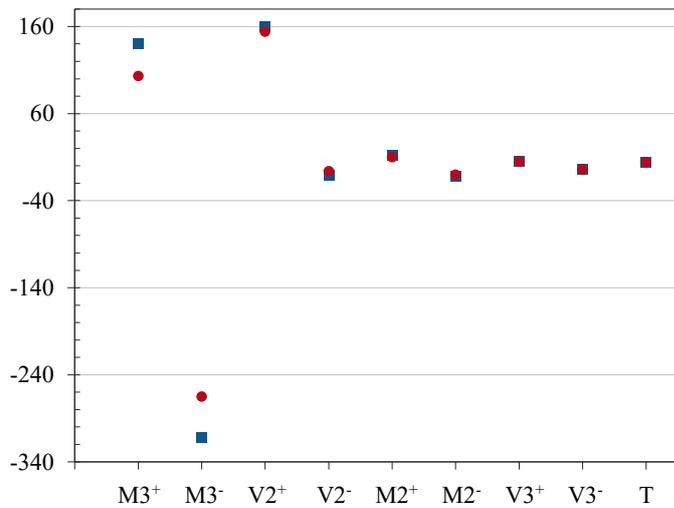
	Mod. 1	%	Mod. 3
M3	181	-6%	171
	-190	-7%	-176
V2	51	-14%	44
	-61	-15%	-52
M2	312	+13%	354
	-307	+16%	-356
V3	146	+4%	152
	-142	+7%	-152

A-1_*-1 (trave a sbalzo)



	Mod. 1	%	Mod. 3
M3	5	-80%	1
	-135	-4%	-130
V2	184	-3%	178
	10	+60%	16
M2	536	+1%	541
	-567	-1%	-564
V3	824	-1%	819
	-794	+1%	-801
T	197	+1%	199

V-A*_B*-1 (Veletta)



	Mod. 1	%	Mod. 3
M3	141	-27%	103
	-312	-15%	-265
V2	160	-4%	154
	-11	-45%	-6
M2	12	-17%	10
	-12	-17%	-10
V3	5	0%	5
	-4	0%	-4
T	4	0%	4

Il confronto ha evidenziato variazioni nella distribuzione delle tensioni al passaggio dalla configurazione a base fissa a quella a base deformabile, oltre che differenze per i modelli con base deformabile con e senza molle rotazionali. Rispettivamente i confronti sono stati realizzati in riferimento ai modelli 1-3 e 2-3.

Dal primo dei due confronti sopracitati è possibile notare un incremento sensibile delle sollecitazioni pari a +25% M3 (rispetto la condizione su base fissa) per i pilastri posizionati sul lembo inferiore e superiore (con riferimento alla dir. Y) dell'opera connessi alle velette eccentriche, di contro si apprezza una diminuzione progressiva delle azioni via via che ci si sposta verso le campate centrali (3-4) con riduzioni delle sollecitazioni nell'ordine del -12% M3 e -20%V2.

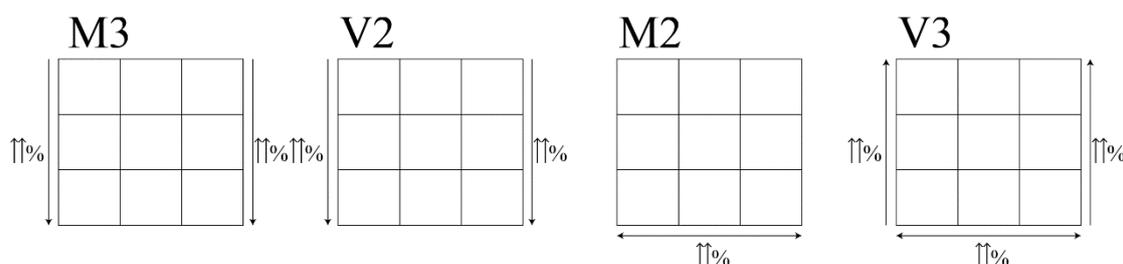


Figura 66 – Schema delle variazioni delle sollecitazioni: a) M3, b)V2,c)M2,d)V3.

Come si può notare dallo schema riportato l'incremento delle sollecitazioni flettenti M3 e di taglio V2 ha luogo esattamente nei pilastri insistenti sull'unica trave rovescia disposta in direzione X e che contribuisce con la propria rigidità flessionale alla reazione d'incastro ai pilastri. Questo aspetto ci segnala anche il fatto che il contributo maggiore in termini di momento delle strutture di fondazione ordite in dir. X sia garantito da una condizione geometrica più favorevole stessa fondazione.

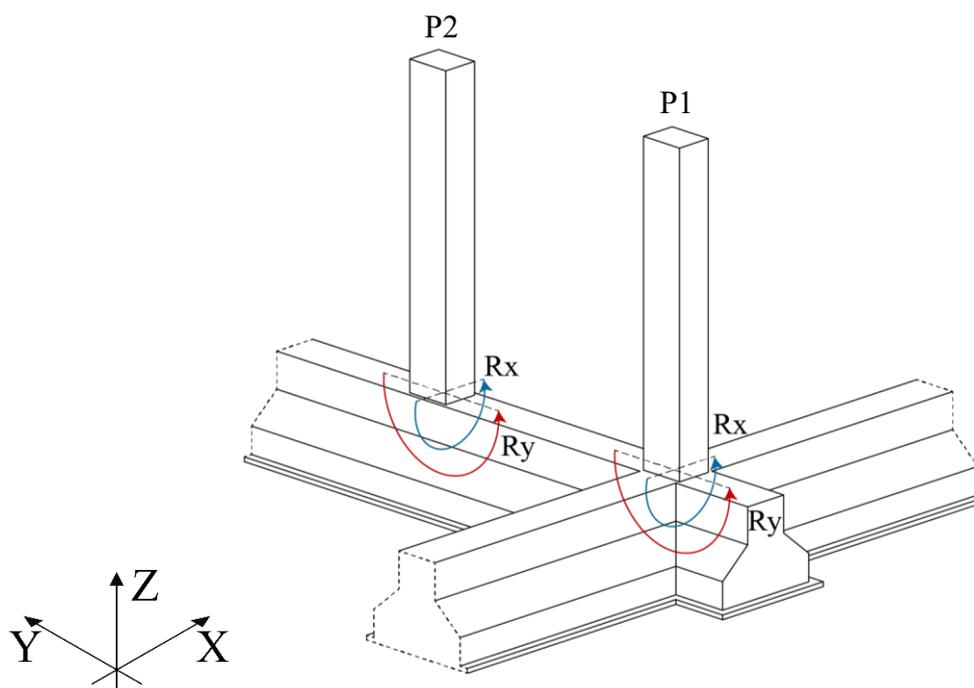


Figura 67 – Rappresentazione del concetto di condizione geometrica.

Con riferimento alla fig.46 si può notare come la configurazione geometrica dell'elemento P1 garantisca una condizione di incastro in direzione X migliore del pilastro P2. Questo aspetto evidenzia una peculiarità in merito alla tipologia e composizione delle strutture di fondazione superficiali dell'edificio in esame.

Soluzioni a travi rovesce o platea risultano più efficienti rispetto a strutture poggianti su plinti, in quanto la loro configurazione geometrica agevola una migliore condizione d'incastro dei pilastri in almeno una delle due direzioni principali. Circostanza che di contro si verifica con più difficoltà nelle fondazioni a plinti. Allo stesso modo la presenza di elementi di collegamento trasversali, cordoli o travi di fondazioni, favorisce il verificarsi della suddetta condizione; con effetti tanto più benefici quanto maggiore è la rigidità flessionale degli elementi di connessione.

Da un punto di vista meccanico il tutto si traduce in una migliore condizione di incastro per i pilastri posti in direzione 1 rispetto agli elementi in dir. 2-3.

Mentre la variazione delle sollecitazioni M2 e V3 con incremento degli elementi posti in direzione A e C (come mostrato nello schema di fig.45) conferma le ipotesi di comportamento fatte al paragrafo precedente, testimoniando in tal senso l'esistenza di un

nucleo irrigidente centrale molto più rigido dei telai laterali. Oltremodo si ha la riprova che il vincolo d’incastro alla base del pilastro A-1-1 è assicurato.

Il secondo confronto realizzato tra il Mod. 2 e Mod. 3 risponde al quesito relativo a quanto pesi l’apporto di rigidità del terreno sul contributo totale di resistenza fornito dal sistema terreno-fondazione. Il riscontro risulta apprezzabile dal diagramma delle sollecitazioni in fig. 44, dove si può notare una visibile differenza delle sollecitazioni M3 fornite dal modello 2 (a base deformabile con sole impedenze traslazionali verticali, in blu) e il modello 3 (base deformabile con impedenze verticali e rotazionali, in rosso). Il motivo per il quale le azioni del Mod. 3 risultano minori del Mod.2 è legato al fatto che nel Mod.3 il contributo di resistenza totale è fornito in parte dalla rigidità torsionale della trave e in parte dalle impedenze rotazionali del mezzo terreno. Maggiore è la rigidità rotazionale delle molle con le quali si schematizza il comportamento reale del terreno e più ci si avvicina allo schema ideale di pilastri incastri alla base.

Si intende inoltre osservare che in una scala di “rigidità” con valori assunti pari a quelli adottati nei modelli durante le analisi, i modelli 1 (struttura a base fissa) e 2 (struttura a base deformabile con molle solo verticali) rappresentino rispettivamente l’estremo superiore e inferiore di tale scala. Entrambi i limiti identificano condizioni ideali del sistema reale; il primo meno cautelativo in termini di sicurezza considera il terreno dotato di infinita rigidità e con tutti gli elementi in grado di fornire un contributo in resistenza al massimo delle loro capacità, mentre il secondo valuta nullo il contributo in resistenza fornito dal terreno.

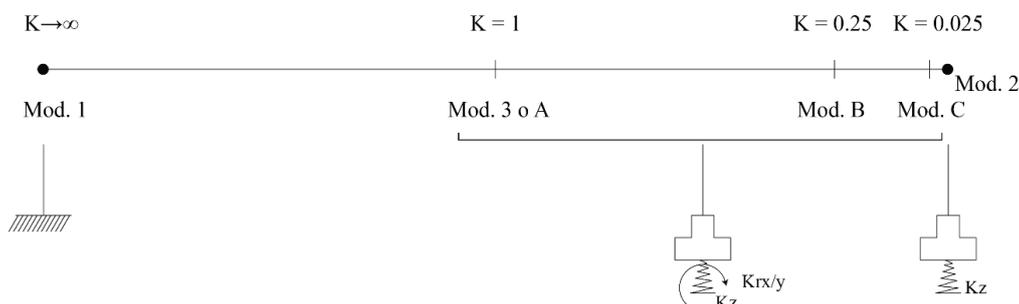


Figura 68 – Scala di rigidità dei modelli utilizzati per il calcolo.

Alla luce degli schemi riportati e delle considerazioni fatte è possibile affermare che il modello 1 (a base fissa) sovrastima il vincolo di incastro (contributo flessionale M3), o diversamente i tagli alla base agenti (V2) per pilastri in dir. 2-3 e al contrario sottostima le sollecitazioni per i pilastri in dir. 1 (M3 e V2).

6.4.4 CONFRONTO MODELLI A BASE DEFORMABILE CON DIVERSA RIGIDEZZA

Modello A: $K = 1$

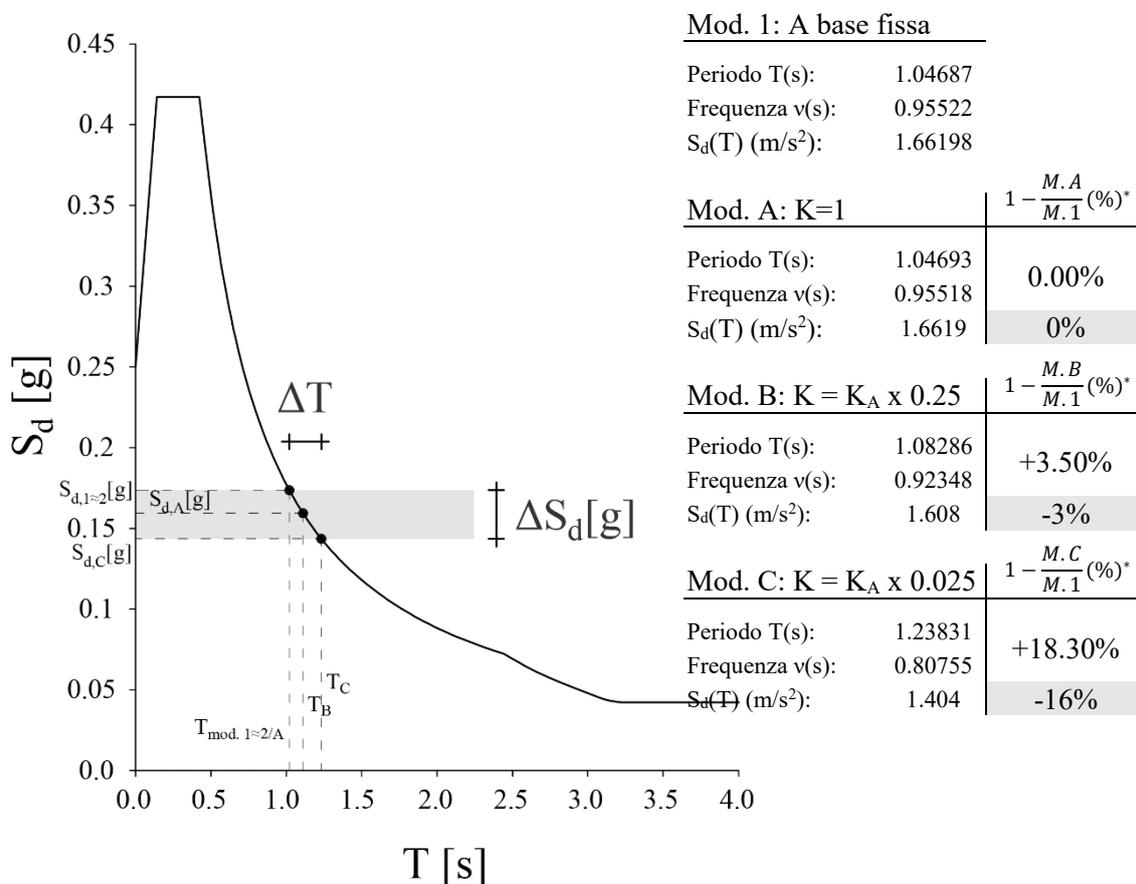
Modo	Periodo (s)	Sd(T) (m/s ²)	Massa partecipante			$\Sigma \tilde{M}_x \%$	$\Sigma \tilde{M}_y \%$	Massa partecipante		
			Dir. X	Dir. Y	Dir. Z			Rx	Ry	Rz
1	1.046874	1.662	0.6779	0.0000	0.0000	67.79	0.00	0.0000	0.0595	0.0162
2	0.838494	2.129	0.0176	0.0048	0.0000	69.55	0.48	0.0010	0.0012	0.6729
3	0.792241	2.214	0.0001	0.6945	0.0000	69.56	69.93	0.1490	0.0000	0.0047
4	0.356628	4.098	0.1016	0.0000	0.0000	79.71	69.93	0.0000	0.0428	0.0025
5	0.292970	4.098	0.0026	0.0001	0.0000	79.98	69.93	0.0001	0.0012	0.0961
6	0.272074	4.098	0.0000	0.1038	0.0000	79.98	80.31	0.1252	0.0000	0.0001
7	0.200181	4.098	0.0490	0.0000	0.0000	84.87	80.31	0.0000	0.0098	0.0017
8	0.174890	4.098	0.0018	0.0000	0.0000	85.05	80.31	0.0000	0.0006	0.0438
9	0.158580	4.098	0.0000	0.0407	0.0000	85.05	84.38	0.0036	0.0000	0.0000
10	0.128871	3.952	0.0077	0.0000	0.0002	85.82	84.39	0.0001	0.0055	0.0007

Modello B: $K = 0.25 \times K_A$

Modo	Periodo (s)	Sd(T) (m/s ²)	Massa partecipante			$\Sigma \tilde{M}_x \%$	$\Sigma \tilde{M}_y \%$	Massa partecipante		
			Dir. X	Dir. Y	Dir. Z			Rx	Ry	Rz
1	1.082858	1.608	0.6855	0.0000	0.0000	68.55	0.00	0.0000	0.0667	0.0133
2	0.831055	2.092	0.0058	0.4337	0.0000	0.58	43.37	0.1121	0.0005	0.2555
3	0.826237	2.103	0.0090	0.2613	0.0000	0.90	26.13	0.0676	0.0007	0.4245
4	0.353409	4.098	0.1027	0.0000	0.0000	10.27	0.00	0.0000	0.0451	0.0025
5	0.283584	4.098	0.0025	0.0001	0.0000	0.25	0.01	0.0001	0.0013	0.0966
6	0.264066	4.098	0.0000	0.1069	0.0001	0.00	10.69	0.1367	0.0000	0.0001
7	0.206963	4.098	0.0000	0.0000	0.7922	0.00	0.00	0.0022	0.0003	0.0000
8	0.200638	4.098	0.0219	0.0000	0.0002	2.19	0.00	0.0000	0.2623	0.0009
9	0.196780	4.098	0.0237	0.0000	0.0009	2.37	0.00	0.0000	0.4292	0.0007
10	0.194269	4.098	0.0003	0.0000	0.1487	0.03	0.00	0.0052	0.0010	0.0000

Modello C: $K = 0.025 \times K_A$

Modo	Periodo (s)	Sd(T) (m/s ²)	Massa partecipante			$\Sigma \tilde{M}_x \%$	$\Sigma \tilde{M}_y \%$	Massa partecipante		
			Dir. X	Dir. Y	Dir. Z			Rx	Ry	Rz
1	1.238313	1.404	0.6570	0.0007	0.0000	65.70	0.07	0.0004	0.1956	0.0087
2	1.213951	1.432	0.0007	0.6110	0.0000	65.78	61.17	0.3787	0.0002	0.0000
3	0.887149	1.964	0.0083	0.0000	0.0000	66.60	61.17	0.0000	0.0064	0.6649
4	0.600566	2.908	0.0000	0.0000	0.9967	66.60	61.17	0.0000	0.0000	0.0000
5	0.522405	3.328	0.0364	0.0000	0.0000	70.24	61.17	0.0000	0.6677	0.0013
6	0.435445	4.008	0.0000	0.0002	0.0029	70.24	61.19	0.0024	0.0000	0.0000
7	0.357766	4.098	0.0347	0.0598	0.0000	73.71	67.17	0.2321	0.0147	0.0009
8	0.356278	4.098	0.0686	0.0294	0.0000	80.57	70.11	0.1133	0.0291	0.0008
9	0.347098	4.098	0.0006	0.0005	0.0000	80.63	70.15	0.0014	0.0004	0.0200
10	0.284157	4.098	0.0017	0.0000	0.0000	80.80	70.16	0.0000	0.0004	0.0826



Analizzando i valori rappresentativi dei tre modelli si può notare come questo secondo confronto evidenzi non trascurabili differenze del periodo proprio di vibrazione e di conseguenza dei valori dell'azione sismica ad esso associati. Volendo esprimere con esattezza le modificazioni riscontrate si registrano, con riferimento al modello a base fissa, le seguenti variazioni:

	ΔT	ΔS _d
Modello 1:	1,04687s	1,66198
Modello A:	0%	0%
Modello B:	+3,50%	-3%
Modello C:	+18,30%	-16%

Confronto delle sollecitazioni estratte per i modelli A-B-C con riferimento al modello 1

		A-1-1						B-1-1						C-1-1								
		1	%	A	%	B	%	C	1	%	A	%	B	%	C	1	%	A	%	B	%	C
M3		259	+25%	323	+33%	345	+12%	290	332	+25%	414	+33%	443	+12%	373	436	+25%	546	+23%	535	+2%	443
		-266	+14%	-303	+20%	-320	+19%	-317	-325	+23%	-400	+33%	-431	+29%	-419	-425	+32%	-559	+25%	-532	+8%	-459
V2		116	+17%	136	+26%	146	+6%	123	154	+17%	180	+26%	194	+6%	164	284	+10%	313	+9%	310	-9%	258
		-126	+6%	-134	+14%	-144	+15%	-145	-150	+15%	-173	+26%	-189	+25%	-187	-276	+11%	-307	+11%	-307	-4%	-265

		A-2-1						B-2-1						C-2-1								
		1	%	A	%	B	%	C	1	%	A	%	B	%	C	1	%	A	%	B	%	C
M3		186	+2%	189	-3%	181	-25%	140	239	-3%	233	-9%	217	-31%	166	202	-3%	196	-15%	172	-37%	128
		-195	-4%	-188	-13%	-169	-25%	-146	-234	-4%	-225	-10%	-210	-21%	-184	-184	-4%	-177	-14%	-158	-33%	-124
V2		55	-7%	51	-9%	50	-31%	38	74	-9%	67	-15%	63	-36%	47	69	-10%	62	-20%	55	-41%	41
		-65	-11%	-58	-18%	-53	-28%	-47	-73	-12%	-64	-18%	-60	-26%	-54	-55	-13%	-48	-22%	-43	-40%	-33

		A-3-1						B-3-1						C-3-1								
		1	%	A	%	B	%	C	1	%	A	%	B	%	C	1	%	A	%	B	%	C
M3		181	-6%	171	-19%	147	-43%	103	233	-11%	207	-27%	169	-51%	115	193	-9%	175	-29%	137	-53%	90
		-190	-7%	-176	-26%	-141	-43%	-108	-228	-12%	-201	-28%	-164	-44%	-128	-178	-11%	-158	-30%	-125	-51%	-87
V2		51	-14%	44	-29%	36	-55%	23	70	-21%	55	-39%	43	-61%	27	62	-18%	51	-37%	39	-60%	25
		-61	-15%	-52	-33%	-41	-48%	-32	-68	-21%	-54	-38%	-42	-53%	-32	-50	-22%	-39	-42%	-29	-64%	-18

		A-1-1						B-1-1						C-1-1								
		1	%	A	%	B	%	C	1	%	A	%	B	%	C	1	%	A	%	B	%	C
M2		281	+6%	297	-4%	270	-39%	171	452	-1%	447	-18%	370	-69%	139	213	+5%	224	-2%	209	-49%	108
		-265	+10%	-292	+11%	-293	-24%	-202	-407	+12%	-456	+21%	-492	-3%	-395	-197	+21%	-239	+41%	-277	+22%	-241
V3		120	-3%	116	-11%	107	-41%	71	181	-10%	163	-27%	132	-74%	47	94	-6%	88	-12%	83	-54%	43
		-107	+1%	-108	+3%	-110	-29%	-76	-143	+3%	-148	+14%	-163	-6%	-134	-80	+11%	-89	+35%	-108	+23%	-98

		A-2-1						B-2-1						C-2-1								
		1	%	A	%	B	%	C	1	%	A	%	B	%	C	1	%	A	%	B	%	C
M2		305	+10%	335	+1%	307	-39%	187	468	+3%	481	-12%	411	-64%	168	228	+14%	261	+7%	245	-43%	129
		-302	+16%	-349	+15%	-346	-22%	-236	-464	+17%	-542	+23%	-571	-5%	-442	-226	+29%	-291	+41%	-318	+13%	-256
V3		139	+1%	141	-8%	128	-44%	78	195	-6%	183	-21%	154	-70%	58	105	+5%	110	-2%	103	-50%	53
		-138	+7%	-147	+6%	-146	-28%	-100	-193	+8%	-209	+15%	-222	-9%	-175	-104	+19%	-124	+32%	-137	+7%	-111

		A-3-1						B-3-1						C-3-1								
		1	%	A	%	B	%	C	1	%	A	%	B	%	C	1	%	A	%	B	%	C
M2		312	+13%	354	+7%	334	-32%	212	479	+8%	518	0%	477	-45%	265	238	+19%	283	+13%	268	-35%	154
		-307	+16%	-356	+13%	-348	-26%	-227	-469	+13%	-532	+13%	-531	-22%	-364	-229	+25%	-286	+26%	-289	-12%	-202
V3		146	+4%	152	-2%	143	-38%	91	204	0%	204	-8%	187	-50%	102	113	+10%	124	+4%	117	-40%	68
		-142	+7%	-152	+4%	-148	-32%	-96	-197	+5%	-207	+5%	-207	-28%	-141	-107	+15%	-123	+16%	-124	-19%	-87

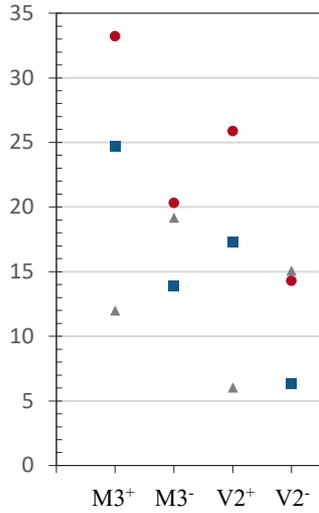
Di seguito si riporta la graficizzazione delle sollecitazioni estratte normalizzate al modello 1 (a base fissa)

■ Modello A

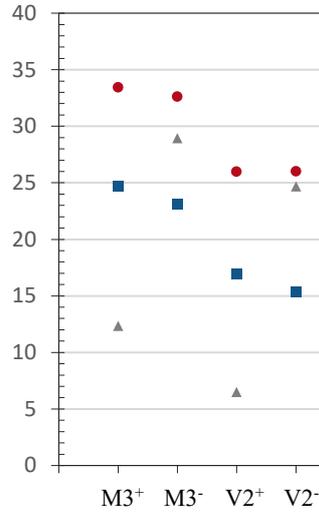
● Modello B

▲ Modello C

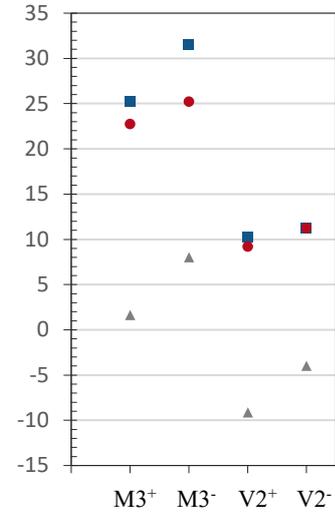
A-1-1



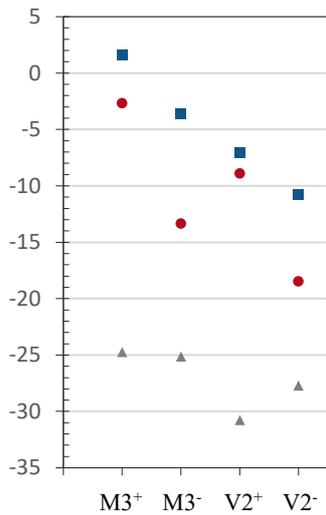
B-1-1



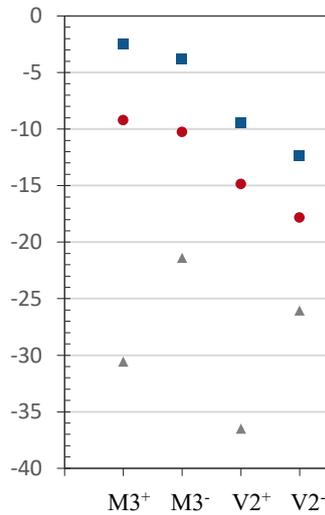
B-1-1



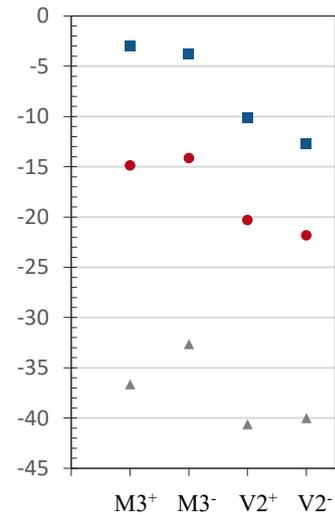
A-2-1



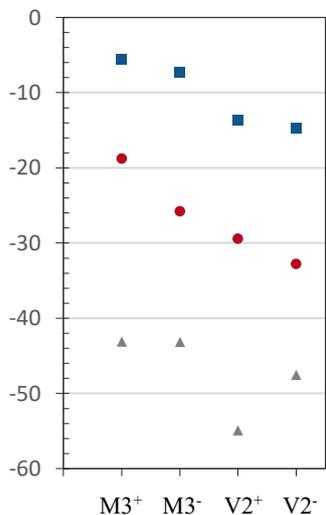
B-2-1



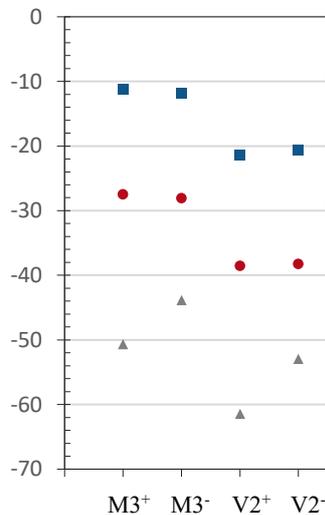
C-2-1



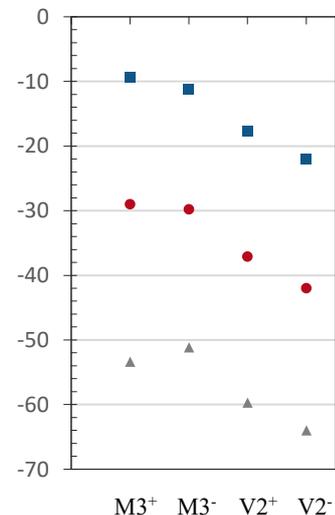
A-3-1



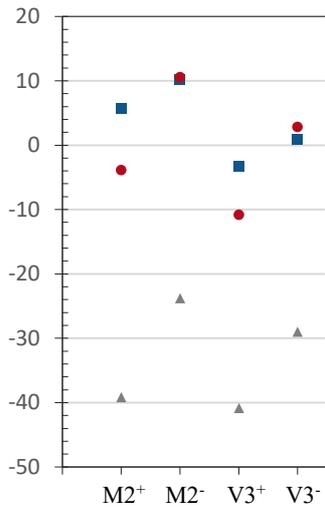
B-2-1



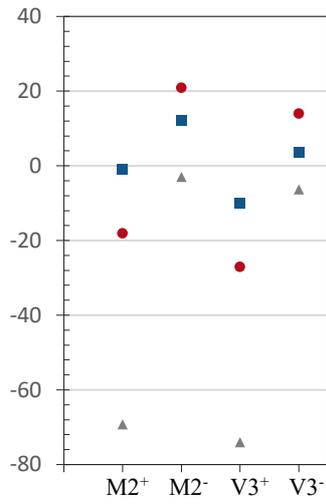
C-3-1



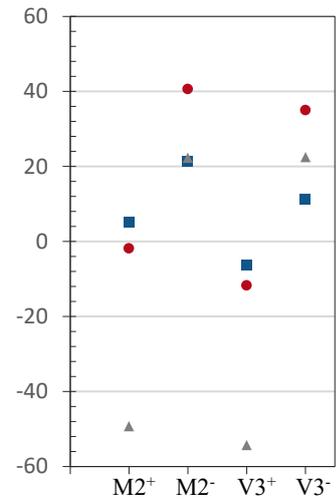
A-1-1



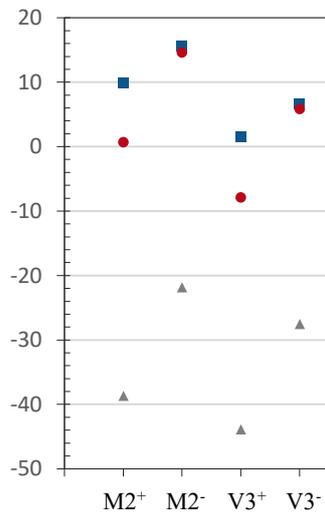
B-1-1



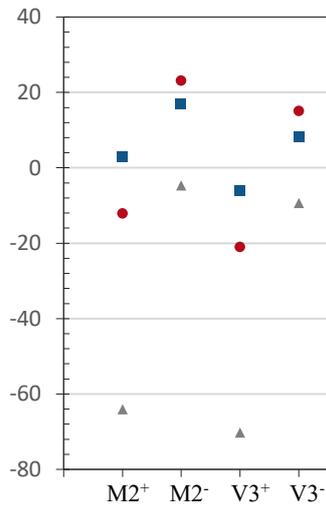
B-1-1



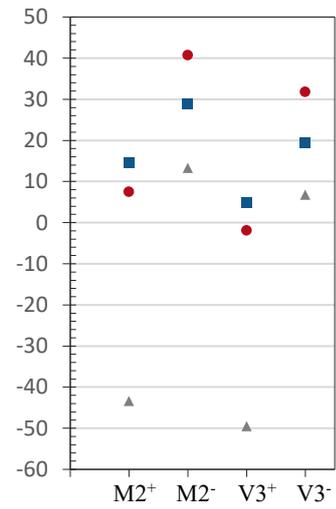
A-2-1



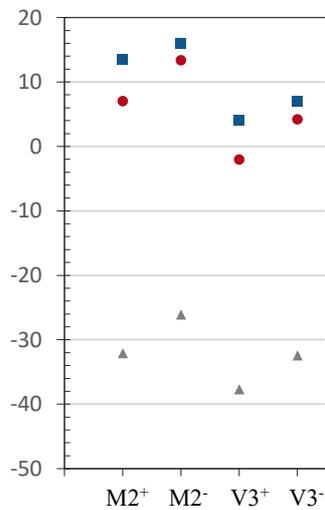
B-2-1



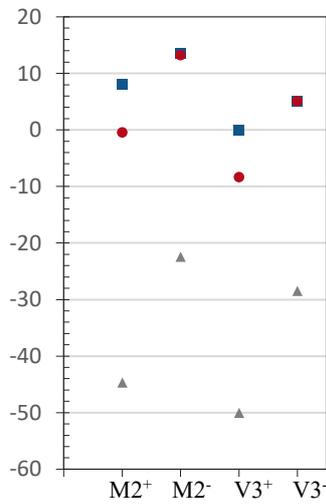
C-2-1



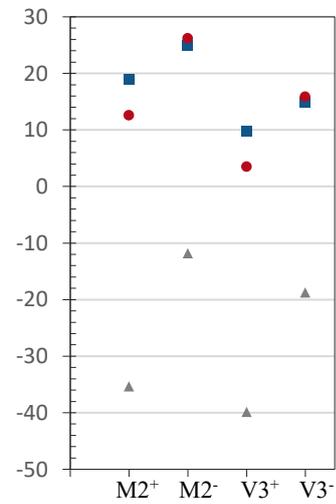
A-3-1



B-2-1



C-3-1



I grafici delle sollecitazioni indicano per i modelli 3A-3B un *trend* che segue l'andamento delle variazioni riscontrate al passaggio dal mod. 1-3 volto ad accentuare ulteriormente le circostanze già segnalate ai paragrafi precedenti. Di contro il mod. 3C mostra valori non paragonabili ai risultati dei precedenti due modelli, probabilmente per una globale variazione dei meccanismi resistenti e del modo in cui le forze fluiscono all'interno dell'organismo strutturale.

7 Conclusioni

La valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti è un argomento di particolare rilevanza per l'Italia, sia per la sismicità del suo territorio che per la vetustà del patrimonio edilizio nazionale. Stando all'indagine condotta dalla Camera dei Deputati sullo “Stato della sicurezza sismica in Italia” del 2012, circa il 70% degli edifici italiani non sarebbe in grado di resistere alle azioni sismiche a cui potrebbe essere sottoposto. Questo dato particolarmente allarmante dipende da un tessuto edilizio complesso e non omogeneo, frutto di criteri progettuali differenti e stratificazioni costruttive maturate nel corso del tempo.

Se da un lato non è possibile ridurre il livello di pericolosità e di esposizione al rischio sismico per una data area, dall'altro risulta invece possibile ed auspicabile ridurre la vulnerabilità specifica della singola costruzione adottando interventi di miglioramento ed adeguamento sismico volti a migliorare la capacità resistente alle azioni sismiche.

Per eseguire una valutazione della vulnerabilità di un edificio esistente risulta di particolare importanza acquisire un idoneo livello di conoscenza del costruito e adottare una metodologia di analisi che, preso atto dei limiti convenzionali imposti dalle disposizioni normative e di quelli di sistema degli strumenti analitici impiegati, sia in grado di rappresentare quanto più fedelmente possibile il reale comportamento della struttura sottoposta ad azioni sismiche. Conoscere in maniera accurata il comportamento dinamico di una struttura è di vitale importanza per mettere in atto qualunque attività di prevenzione sismica che risulti adeguata alla pericolosità sismica del territorio ed efficace in relazione all'opera in esame.

Questa tesi, prendendo in esame un caso studio reale ha indagato la rilevanza dell'interazione terreno-struttura sulla valutazione della vulnerabilità di un'opera classificata come rilevante, una scuola. L'intenzione è stata quella di comprendere se una simulazione più realistica del sistema terreno-fondazione-struttura risulti rilevante per le analisi di vulnerabilità che usualmente sono svolte trascurando questo fenomeno.

In questo lavoro di tesi sono stati riportati e illustrati i risultati di uno studio parametrico realizzato su di un edificio in cemento armato per il quale si sono investigati gli effetti del

SSI. La simulazione, condotta attraverso analisi dinamica lineare, è stata eseguita sull’Istituto Comprensivo “Matteo Nuti”, edificio ad uso scolastico sito in Fano.

Per le proprietà meccaniche del terreno, ottenute previa preliminare operazione di caratterizzazione geotecnica, si è fatto riferimento alle classi suggerite dalle direttive europee delineate in Eurocodice 8. La SSI è stata valutata con approccio di tipo “Diretto”, in virtù del quale sovrastruttura ed elementi di fondazione sono stati inseriti all’interno dello stesso modello e analizzati in un unico passaggio. L’esito della valutazione è stato poi confrontato con modellazioni alternative, per le quali gli effetti dell’interazione terreno-struttura siano stati completamente o in parte trascurati.

Il processo comparativo degli effetti del SSI è stato indagato su due livelli, il primo ha previsto il confronto delle risposte dinamiche fornite da tre modelli distinti per condizioni di vincolo adottate (Mod.1 a base fissa, Mod.2 base deformabile con solo impedenze traslazionali verticali, Mod.3 base deformabile con impedenze verticali e rotazionali K_{rx}/K_{ry}), mentre al secondo livello si sono indagate le differenze per il modello a base deformabile Mod.3 in termini tensionali e deformativi legati all’utilizzo di tre valori differenti di rigidità delle molle impiegate (Mod. 3A $K_a=1$, Mod.3B $K_b=K_a/4$, Mod.3C $K_c=K_a/40$).

L’obiettivo della tesi è stato quello di investigare gli effetti del SSI sul comportamento dinamico di strutture in cemento armato. Stimare l’influenza del SSI in termini di performance sismica rispetto alle risposte ottenute con metodi modellazioni tradizionali. Comprendere se l’assunzione in input di vincoli a base fissa, possa ritenersi una semplificazione accettabile alle condizioni di vincolo reali.

Prima di procedere alle esplicitazioni dei risultati ottenuti, si intende fare alcune precisazioni circa i limiti di sistema della procedura adottata. Le osservazioni si riferiscono all’insieme dei limiti inevitabilmente connessi all’esecuzione di un’analisi di tipo lineare, che valuta implicitamente le non linearità di materiale e geometriche attraverso un unico fattore onnicomprensivo di comportamento q . Di seguito si riportano le principali inesattezze di cui si è fatta carico l’analisi.

Le sollecitazioni ottenute, alla stregua della loro distribuzione, potrebbero essere affette da imprecisioni, dipese dal fatto che i legami elastici impiegati potrebbero aver spinto i limiti di resistenza (e spostamenti) degli elementi strutturali a valori superiori delle loro effettive capacità. L'adozione di legami elastici-lineari utilizzati per governare il comportamento reologico degli elementi link (impedenze) nel programma di calcolo assicura inverosimilmente alle molle un contributo di rigidità indistinto per la fase di allungamento positivo e negativo delle molle stesse. Pertanto, venendo a meno alla fedeltà dello schema rappresentato con il comportamento reale del terreno, in quanto il terreno non è in grado di resistere a sforzi di trazione. L'indipendenza reciproca delle impedenze appartenenti ad elementi diversi della stessa struttura di fondazione. Non si è tenuto conto delle caratteristiche non lineari del mezzo terreno e quindi della possibilità che in condizione sismica i carichi trasmessi dalle fondazioni al terreno potessero superare la capacità portante (carico limite, q_{lim}) del terreno, provocandone la rottura. Per ultimo si riporta l'esclusione dalle analisi delle caratteristiche dissipative del terreno, comprendenti lo smorzamento radiativo e la perdita di energia per cicli di isteresi durante i processi deformativi, e ancora l'incidenza della spinta passiva del terreno di rinterro sono state trascurate. Scelte adottate per ridurre al minimo le variabili in gioco ed agevolare le fasi di analisi e comprensione del fenomeno.

Si riporta un compendio dei principali risultati ottenuti durante le operazioni di analisi, avendo cura di distinguere gli stessi esiti in relazione al fatto che si riferiscano alla condizione specifica del caso studio esaminato e osservazioni generalizzate per edifici in c.a.

- 1) Non si verificano per i modelli 1-2-3 con differenti condizioni di vincolo significative variazioni del periodo di vibrazione per i tre modelli, questo significa che non si riscontrano riduzioni delle azioni sismiche agenti sulla struttura al variare delle condizioni di vincolo adottate. Tuttavia, è bene osservare che le caratteristiche dinamiche del sistema sono fortemente dipendenti dalle caratteristiche di deformabilità con le quali si modellano le impedenze del terreno. Questo significa che l'assenza di variazioni riscontrate nei modelli potrebbero essere in realtà dovute ad una sovrastima delle caratteristiche di rigidità delle molle.

Osservazione di carattere generale

Il principale limite della modellazione dei fenomeni SSI con metodo a molle e smorzatori concentrati risiede nelle incertezze introdotte nella definizione dei parametri governanti il comportamento del terreno, per i quali i valori delle impedenze k rappresentano gli elementi di maggiore criticità. In linea di massima è possibile affermare che all'aumentare della deformabilità del terreno corrisponda un maggiore periodo proprio di oscillazione.

Alla luce della tendenza dei fenomeni di SSI (come riportato in letteratura da *Veletsos & Meek 1974*) di favorire un allungamento del periodo di vibrazione della struttura, l'approfondimento del meccanismo risulta particolarmente consigliato per strutture estremamente rigide con periodo T posto in corrispondenza del tratto ascendente dello spettro di risposta sismica, per le quali ad incrementi modesti del periodo di vibrazione seguano consistenti variazioni dell'azione sismica.

- 2) I modelli realizzati in osservanza degli effetti SSI hanno evidenziato una differente distribuzione delle azioni agenti rispetto alla configurazione a base fissa. Rivelando per i modelli a base deformabile, un incremento dello stato di sforzo dei pilastri posizionati all'intersezione delle strutture di fondazione. Al contrario si nota una progressiva diminuzione dei momenti agenti alla base dei pilastri via via che ci si sposta (con riferimento alla direzione Y) verso le campate centrali dir. 3-4. Da un punto di vista meccanico le affermazioni riportate si traducono in una sottostima del modello a base fissa delle condizioni di vincolo per i pilastri posizionati all'intersezione delle strutture di fondazione e viceversa una sovrastima per gli altri elementi.

Osservazione di carattere generale

Una modellazione SSI consente di identificare con maggiore precisione la distribuzione delle tensioni all'interno dell'organismo strutturale. La modellazione accoppiata del sistema fondazione-sovrastuttura permette di riprodurre con una maggiore fedeltà, rispetto alla configurazione a vincoli fissi, le

condizioni di vincolo e di rigidità degli elementi resistenti. In questo senso contribuendo non solo ad aumentare l'accuratezza delle verifiche di sicurezza, ma favorendo l'individuazione di criticità specifiche del caso analizzato; che potrebbero in seconda battuta condizionare l'efficacia di eventuali strategie di intervento.

Si richiama a titolo di esempio i risultati ottenuti per il caso studio analizzato. Dove l'individuazione di importanti azioni flettenti per le travi rovesce ordite in dir. X determini l'inadeguatezza di interventi finalizzati a migliorare la capacità resistente (e di duttilità) dei pilastri localizzati in corrispondenza delle stesse, poiché potrebbero condurre ad un capovolgimento della già limitata gerarchia di resistenza fondazione-pilastro; a patto che non si decida di intervenire anche sulle stesse fondazioni.

- 3) Il vincolo d'incastro alla base dei pilastri, a parità di caratteristiche di resistenza e rigidità torsionale dell'elemento di fondazione, è favorito da una condizione di carattere geometrica che può essere più o meno vantaggiosa in relazione alla tipologia di fondazione presente.

Soluzioni a travi a T rovesce o platea risultano più efficienti rispetto a strutture poggianti su plinti, in quanto la loro configurazione geometrica agevola una migliore condizione d'incastro dei pilastri in almeno una delle due direzioni principali. Circostanza che di contro si verifica con più difficoltà nelle fondazioni a plinti. Allo stesso modo la presenza di elementi di collegamento trasversali, cordoli o travi di fondazioni, favorisce il verificarsi della suddetta condizione, con effetti tanto più benefici quanto maggiore è la rigidità flessionale degli elementi di connessione.

Osservazione di carattere generale

A fronte della non obbligatorietà dello studio degli effetti SSI prevista dal quadro normativo NTC2018 per edifici ordinari con fondazioni superficiali, si ritiene opportuno sottolineare che, in forza di considerazioni di carattere tipologico, lo studio del meccanismo dovrebbe considerarsi prioritario e secondo il seguente ordine per:

- a) Fondazioni su plinti;
 - b) Fondazioni su plinti dotati di cordoli/travi di collegamento deformabili flessionalmente;
 - c) Travi rovesce sprovviste di elementi di collegamento;
 - d) Fondazioni su plinti con elementi di collegamento dotati di opportuna rigidità flessionale;
 - e) Travi rovesce a graticcio e platee di fondazioni.
- 4) Il confronto delle sollecitazioni estratte per il modello a base deformabile con solo impedenze verticali e il modello a base deformabile con impedenze verticali e rotazionali ha permesso di comprendere quanto pesi l’apporto fornito in termini di rigidità dal terreno sul contributo totale di resistenza esibito dal sistema terreno-fondazione.

Il riscontro risulta apprezzabile dalle differenze di sollecitazioni flettenti riscontrate tra i modelli a base deformabile dotati o meno di molle rotazionali. Il motivo per il quale le azioni del modello provvisto di molle rotazionali risultino minori del modello con sole impedenze traslazionali è legato al fatto che per il modello con impedenze traslazionali e rotazionali il contributo di resistenza totale è fornito in parte dalla rigidità torsionale della trave e in parte dalle impedenze rotazionali del mezzo terreno.

Maggiore è la rigidità rotazionale delle molle con le quali si schematizza il comportamento del terreno e più ci si avvicina allo schema ideale di pilastri incastri alla base.

- 5) A completamento e riprova di quanto già espresso al punto 1) si segnalano per i modelli a base deformabile con impedenze verticali e rotazionali e differenti valori di rigidità delle molle impiegate non trascurabili differenze del periodo proprio di vibrazione e di conseguenza dei valori dell’azione sismica ad esso associati.

8 Bibliografia

1. Aversa, S. (2006). Importanza relativa di interazione cinematica ed inerziale nell'analisi dei pali di fondazione sotto azioni sismiche. *Atti Del V Convegno Nazionale Dei Ricercatori*.
2. Bacchetto, A. (s.d.). *Introduzione al metodo agli elementi finiti e alla modellazione FEM*. Tratto da ADEPROM:
https://www.ingegneriastrutturale.net/documenti/articoli/adepron13_0012.pdf
3. Cestari, F. (2013). *Prove Geotecniche in Sito*. Flaccovio Dario.
4. Chopra, A., & Gutierrez, J. (1974). Earthquake response analysis of multistorey buildings including foundation interaction. *Earthquake Engng. Struct, Dyn.*, 3: 65-77.
5. Crespellani, T., & Facciorusso, J. (2010). *Dinamica dei terreni per le applicazioni sismiche*. Palermo: Dario Flaccovio Editore.
6. De Silva, F., Ceroni, F., Sica, S., Pecce, M., & Silvestri, F. (2014/06/07). *L'interazione terreno-struttura sotto azione sismica: il caso studio del campanile del Carmine a Napoli*.
7. FEMA. (2009). *Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*. Washington, D.C: National Institute of Building Sciences.
8. G. Mylonakis, G. G. (2000). Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental? *Journal of Earthquake Engineering*, 277-301.
9. Gazetas, G. (1991). Foundation Vibration. *Foundation Engineering Handbook*, (H.Y. Fang.,Ed.), Van Nostrand Reinhold, 553-593.
10. J., P., R., B., & G., L. (1998). *Empirical Evaluation of Inertial Soil-Structure Interaction Effects*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
11. Jennings, P., & Bielak, J. (1973). Dynamics of building-soil interaction. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 63:9-48.
12. Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, New Jersey, USA: Prentice Hall.
13. Marco, B. (s.d.). *INTERAZIONE DINAMICA TERRENO-STRUTTURA*. Tratto da Adepron : Ingegneria civile e strutturale:
http://www.ingegneriastrutturale.net/documenti/articoli/adepron04_0018.pdf
14. Maria Rossella, M., & Maugeri, M. (28-06-2006). Comportamento all'interfaccia terreno-fondazione:effetti sulla progettazione sismica delle strutture. *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica 2006 - IARG 2006*. Pisa.

15. Maugeri, M., Castelli, F., Maria, R., & Massimino, M. (2006/01/01). Analisi, modellazione e miglioramento sismico delle fondazioni di edifici esistenti. *Rivista Italiana di Geotecnica, RIG-AGI*.
16. Nova, R. (2002). *Fondamenti di meccanica delle terre*. Milano: Mc-Graw-Hill.
17. Pietro, G. (2018/2019). *Effetto dell'interazione dinamica terreno-struttura negli edifici in cemento armato: il caso di studio dell'edificio della Prefettura di Nizza*. Tesi di Laurea Magistrale, Politecnico di Torino, Corso di Laurea Magistrale.
18. Romeo, T., Antonio, B., Dimitris, P., & Emidio, N. (2017). Effetti dell'interazione terreno-struttura sul comportamento sismico di strutture a telaio in c.a. *XVII Convegno ANIDIS 2017 - Pistoia*, (p. 1-5). Pistoia.
19. Saez, E., Lopez-Caballero, F., & Modaresi-Farahmand-Razavi, A. (02/2008). Effect of non linear soil behavior on the seismic performance evaluation of structures. *Rivista Italiana di Geotecnica, RIG-AGI*.
20. Seed H.B., U. C. (1974). Site dependent spectra for earthquake resistant design. *Earthquake Engineering Research Center, Report N EERC 74-12*.
21. Simonelli, L. (s.d.). *Eurocodice 8: valutazione delle azioni sismiche al suolo ed effetti sulla spinta dei terreni*. Università del Sannino, Dipartimento di Ingegneria.
22. Stewart, J., Fenves, G., & Seed, R. (1999). Seismic Soil-Structure Interaction in Buildings. *I: Analytical Methods. J Geotech Geoenvironmental*, 125:26-37.
23. Veletsos, A., & Meek, J. (1974). Dynamic behaviour of building-foundation systems. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 3, p. 121-138.
24. Veletsos, A., & Nair, V. (1975). Seismic interaction of structures on hysteric foundation. *J. Struct Engrg.*, p. 109-129.
25. Wolf, J. (1985). *Dynamic soil-structure interaction*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall.
26. Wolf, J. P. (1994). *Foundation vibration analysis using simple physical models*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, inc.
27. Wolf, J. P., & Deeks, A. J. (2004). *Foundation vibration analysis: a strenght-of-material approach*. Elsevier.
28. Wood, D. M. (2004). *Geotechnical modelling*. Spon Press, Taylor & Francs Group.

9 APPENDICE

Si riportano in allegato le verifiche di sicurezza eseguite per il modello 3, in condizione statica e sismica.

Condizione Statica: Verifiche a flessione

Campata A

Elemento	Pilastro	T (kNm)	N (kN)	*	M2 (kNm)	M2(Ned) (kNm)	Mrd (kNm)	M3 (kNm)	M3(Ned) (kNm)	Mrd (kNm)	IR (D/C)
P 40x40 4Ø18	A-6-2	0	-450	M ₂ ⁺	19	104	140	13	98	140	1.35 (M2)
	A-6-2	0	-463	M ₂ ⁻	-19	-107	-142	-16	-104	-142	1.33 (M2)
	A-1-2	0	-451	M ₃ ⁺	-19	103	140	13	98	140	1.36 (M2)
As=10.18	A-1-2	0	-464	M ₃ ⁻	18	-106	-142	18	-106	-142	1.34 (M3)
P 30x40 4Ø16	A-6-4	0	-99	M ₂ ⁺	18	36	52	11	30	71	1.43 (M2)
	A-1-4	0	-99	M ₂ ⁻	-17	-36	-52	11	-30	-71	1.46 (M2)
	A-2-3	0	-214	M ₃ ⁺	2	42	65	15	55	90	1.54 (M2)
As=8.04	A-1-4	0	-108	M ₃ ⁻	16	-36	-53	16	-36	-73	1.47 (M2)
P 30x30 4Ø14	A-4-4	0	-68	M ₂ ⁺	1	11	39	16	25	39	1.56 (M3)
	A-4-4	0	-76	M ₂ ⁻	-1	-12	-40	-15	-26	-40	1.55 (M3)
	A-3-4	0	-68	M ₃ ⁺	-1	10	39	16	25	39	1.56 (M3)
As=6.16	A-3-4	0	-76	M ₃ ⁻	1	-12	-40	1	-12	-40	3.42 (M3)

Campata B

P 40x50 4Ø18	B-6-2	0	-776	M ₂ ⁺	67	252	182	-2	186	231	0.72 (M2)
	B-1-2	0	-770	M ₂ ⁻	-65	-249	-181	-1	-185	-230	0.73 (M2)
	B-6-1	0	-1097	M ₃ ⁺	6	267	206	6	267	260	0.77 (M2)
As=10.18	B-6-1	0	-1083	M ₃ ⁻	29	-287	-205	29	-287	-259	0.71 (M2)
P 40x50 4Ø16	B-4-1	0	-702	M ₂ ⁺	4	171	160	3	169	203	0.94 (M2)
	B-3-1	0	-703	M ₂ ⁻	-6	-174	-160	3	-170	-203	0.92 (M2)
	B-4-1	0	-702	M ₃ ⁺	4	171	160	3	169	203	0.94 (M2)
As=8.04	B-3-2	0	-513	M ₃ ⁻	2	-124	-137	2	-124	-174	1.1 (M2)
P 40x40 4Ø18	B-6-3	0	-480	M ₂ ⁺	42	132	144	-4	94	144	1.09 (M2)
	B-6-3	0	-493	M ₂ ⁻	-40	-133	-145	5	-97	-145	1.09 (M2)
	B-6-3	0	-493	M ₃ ⁺	-40	132	145	5	97	145	1.1 (M2)
As=10.18	B-6-3	0	-480	M ₃ ⁻	42	-132	-144	42	-132	-144	1.09 (M3)
P 40x40 4Ø16	B-4-3	0	-304	M ₂ ⁺	5	62	105	1	58	105	1.69 (M2)
	B-3-3	0	-304	M ₂ ⁻	-3	-60	-105	1	-58	-105	1.74 (M2)
	B-4-3	0	-317	M ₃ ⁺	-1	61	107	1	60	107	1.76 (M2)
As=8.04	B-4-3	0	-304	M ₃ ⁻	5	-62	-105	5	-62	-105	1.68 (M3)
P 30x40 4Ø18	B-6-4	0	-187	M ₂ ⁺	36	71	72	-4	40	100	1.02 (M2)
	B-6-4	0	-197	M ₂ ⁻	-34	-71	-73	4	-41	-101	1.03 (M2)
	B-6-4	0	-197	M ₃ ⁺	-34	71	73	4	41	101	1.03 (M2)
As=10.18	B-6-4	0	-187	M ₃ ⁻	36	-71	-72	36	-71	-100	1.01 (M2)
P 30x40 4Ø16	B-4-4	0	-118	M ₂ ⁺	5	27	54	0	22	74	1.98 (M2)
	B-4-4	0	-128	M ₂ ⁻	-6	-30	-55	1	-25	-76	1.84 (M2)
	B-2-4	0	-134	M ₃ ⁺	-4	29	56	1	26	77	1.95 (M2)
As=8.04	B-5-4	0	-124	M ₃ ⁻	-3	-26	-55	-3	-26	-75	2.08 (M2)

Campata C

P 40x50 4Ø16	C-6"-2	-4	-602	M ₂ ⁺	32	175	149	-17	160	189	0.85 (M2)
	C-4-2	0	-557	M ₂ ⁻	-25	-158	-143	10	-143	-181	0.91 (M2)
	C-6'-2	4	-669	M ₃ ⁺	-25	184	157	26	185	199	0.85 (M2)
As=8.04	C-6"-2	-4	-602	M ₃ ⁻	32	-176	-149	32	-176	-189	0.85 (M2)
P 40x40 4Ø18	C-6"-3	-3	-370	M ₂ ⁺	24	94	129	-15	84	129	1.38 (M2)
	C-6'-3	3	-428	M ₂ ⁻	-20	-101	-137	27	-108	-137	1.27 (M3)
	C-6'-3	3	-428	M ₃ ⁺	-20	100	137	27	107	137	1.28 (M3)
As=10.18	C-2-2	0	-481	M ₃ ⁻	4	-95	-144	4	-95	-144	1.52 (M3)
P 40x40 4Ø16	C-4-3	0	-342	M ₂ ⁺	22	86	111	-5	69	111	1.29 (M2)
	C-4-3	0	-356	M ₂ ⁻	-15	-82	-113	8	-75	-113	1.37 (M2)
	C-2-3	0	-301	M ₃ ⁺	-5	61	104	16	73	104	1.43 (M3)
As=8.04	C-2-3	0	-287	M ₃ ⁻	4	-58	-102	4	-58	-102	1.74 (M3)
P 30x40 4Ø16	C-6"-4	-1	-149	M ₂ ⁺	24	52	49	-9	37	80	0.95 (M2)
	C-4-4	0	-162	M ₂ ⁻	-18	-49	-50	6	-36	-82	1.02 (M2)
	C-6'-4	1	-199	M ₃ ⁺	-15	52	55	18	55	87	1.06 (M2)
As=8.04	C-6"-4	-1	-145	M ₃ ⁻	5	-32	-48	5	-32	-79	1.48 (M2)
P 30x40 4Ø14	C-2-4	0	-97	M ₂ ⁺	4	22	43	-19	37	59	1.6 (M3)
	C-2-4	0	-107	M ₂ ⁻	-3	-23	-44	13	-33	-60	1.79 (M3)
	C-2-4	0	-107	M ₃ ⁺	-3	23	44	13	33	60	1.8 (M3)
As=6.16	C-2-4	0	-97	M ₃ ⁻	4	-22	-43	4	-22	-59	1.93 (M2)
P 30x30 4Ø16	C-4-5	0	-21	M ₂ ⁺	5	8	42	1	3	42	5.01 (M2)
	C-6'-5	0	-32	M ₂ ⁻	-9	-13	-43	10	-15	-43	2.93 (M3)
	C-6'-5	0	-32	M ₃ ⁺	-9	13	43	10	15	43	2.93 (M3)
As=8.04	C-5"-5	0	-36	M ₃ ⁻	0	-5	-44	0	-5	-44	8.53 (M3)

Campata A

Elemento	Trave	T (kNm)	N (kN)	*	M2 (kNm)	M2(Ned) (kNm)	Mrd (kNm)	M3 (kNm)	M3(Ned) (kNm)	Mrd (kNm)	IR (D/C)
T 80x25	A-1_*-2	-5	-86	M ₂ ⁺	14	24	509	26	36	165	4.58 (M3)
TIPOL. A	A-1_*-2	-5	-86	M ₂ ⁻	-24	-33	-490	-49	-59	-182	3.11 (M3)
Asinf : 22.87	A-*_6-2	5	-86	M ₃ ⁺	14	24	509	26	36	165	4.57 (M3)
Asup : 16.59	A-*_6-2	5	-86	M ₃ ⁻	-23	-33	-490	-49	-59	-182	3.1 (M3)
T 80x25	A-2_1-4	2	-41	M ₂ ⁺	3	8	187	-11	16	38	2.42 (M3)
TIPOL. B	A-2_1-4	2	-41	M ₂ ⁻	-3	-8	-185	-22	-27	-68	2.53 (M3)
Asinf : 4.02	A-5_4-3	0	10	M ₃ ⁺	0	-1	170	16	15	32	2.08 (M3)
Asup : 4.02	A-2_1-1	0	-28	M ₃ ⁻	0	-3	-181	-35	-38	-67	1.78 (M3)
T 80x25	A-1_*-4	6	-58	M ₂ ⁺	2	9	505	-31	37	163	4.39 (M3)
TIPOL. L	A-*_6-3	-6	-88	M ₂ ⁻	-13	-23	-491	25	-35	-182	5.26 (M3)
Asinf : 22.87	A-*_6-3	-6	-88	M ₃ ⁺	-13	23	510	25	34	165	4.78 (M3)
Asup : 16.59	A-*_6-3	-6	-88	M ₃ ⁻	-2	-12	-491	-48	-58	-182	3.16 (M3)

Campata B

T 80x25	B-*_6-3	-6	-176	M_2^+	10	30	514	-100	120	189	1.57 (M3)
TIPOL. C	B-*_6-3	-6	-176	M_2^-	-12	-32	-512	60	-80	-190	2.39 (M3)
ASinf : 22.87	B-*_6-3	-6	-176	M_3^+	-12	31	514	60	79	189	2.38 (M3)
ASsup : 22.62	B-*_6-3	-6	-176	M_3^-	10	-30	-512	-100	-120	-190	1.58 (M3)
T 80x25	B-6_5-4	-1	-77	M_2^+	1	10	224	-17	26	41	1.57 (M3)
TIPOL. D	B-6_5-4	-1	-77	M_2^-	-1	-10	-218	-39	-48	-87	1.82 (M3)
ASinf : 4.02	B-3_2-3	0	18	M_3^+	0	-1	193	23	21	32	1.5 (M3)
ASsup : 4.02	B-2_1-3	0	-66	M_3^-	-1	-8	-215	-51	-58	-85	1.46 (M3)
T 80x25	B-*_6-4	-3	-114	M_2^+	7	20	504	-64	77	183	2.38 (M3)
TIPOL. O	B-*_6-4	-3	-114	M_2^-	-8	-21	-502	37	-50	-185	3.71 (M3)
ASinf : 22.87	B-*_6-4	-3	-114	M_3^+	-8	21	504	37	50	183	3.68 (M3)
ASsup : 22.62	B-*_6-4	-3	-114	M_3^-	7	-20	-502	-64	-77	-185	2.4 (M3)

Campata C

T 80x25	C-1_*-3	13	-108	M_2^+	42	54	512	-62	74	168	2.26 (M3)
TIPOL. A	C-1_*-3	13	-108	M_2^-	-32	-44	-494	37	-49	-184	3.73 (M3)
ASinf : 22.87	C-1_*-3	13	-108	M_3^+	-32	44	512	37	49	168	3.41 (M3)
ASsup : 16.59	C-1_*-3	13	-108	M_3^-	42	-55	-494	-62	-75	-184	2.47 (M3)
T 80x25	C-4_3-4	3	-33	M_2^+	6	10	184	-17	21	37	1.8 (M3)
TIPOL. B	C-4_3-4	3	-33	M_2^-	-6	-10	-183	-14	-18	-67	3.81 (M3)
ASinf : 4.02	C-2_1-2	-1	-15	M_3^+	0	2	178	19	21	35	1.69 (M3)
ASsup : 4.02	C-2_1-1	-1	-23	M_3^-	2	-5	-179	-46	-49	-66	1.35 (M3)
T 80x25	C-5_4'-4	12	-74	M_2^+	25	33	330	19	27	86	3.2 (M3)
TIPOL. E	C-5_4'-4	12	-74	M_2^-	-22	-30	-329	-25	-33	-116	3.49 (M3)
ASinf : 10.05	C-5_4'-3	9	-156	M_3^+	20	37	350	23	41	94	2.29 (M3)
ASsup : 10.05	C-5_4"-3	-4	133	M_3^-	-8	3	-272	-42	-32	-96	2.97 (M3)
T 80x25	C-3_2-3	0	15	M_2^+	1	0	247	-34	33	78	2.39 (M3)
TIPOL. H	C-3_2-3	0	15	M_2^-	-1	0	-243	-40	-39	-108	2.76 (M3)
ASinf : 10.05	C-3_2-1	0	15	M_3^+	0	-1	247	22	20	78	3.82 (M3)
ASsup : 10.05	C-3_2-1	0	15	M_3^-	0	1	-243	-42	-40	-108	2.68 (M3)
T 80x25	C-1_*-4	7	-77	M_2^+	30	39	508	-43	52	165	3.19 (M3)
TIPOL. P	C-1_*-4	7	-77	M_2^-	-21	-29	-489	25	-34	-181	5.4 (M3)
ASinf : 22.87	C-1_*-4	7	-77	M_3^+	-21	29	508	25	33	165	4.94 (M3)
ASsup : 16.59	C-1_*-4	7	-77	M_3^-	30	-39	-489	-43	-52	-181	3.5 (M3)
T 80x25	T Int.-C2'	6	-22	M_2^+	3	7	59	-11	16	59	3.8 (M3)
TIPOL. I	T Int.-C3"	-15	5	M_2^-	-12	-11	-54	-3	-3	-54	4.86 (M2)
ASinf : 4.02	T Int.-C2"	6	-10	M_3^+	-8	10	57	35	37	57	1.53 (M3)
ASsup : 4.02	T Int.-C3"	-15	5	M_3^-	2	-1	-54	-38	-37	-54	1.45 (M3)
T 80x25	T Int.-C4'	-13	10	M_2^+	1	-1	38	-31	29	53	1.8 (M3)
TIPOL. N	T Int.-C4'	-13	10	M_2^-	-11	-10	-38	2	0	-53	3.9 (M2)
ASinf : 4.02	T Int.-C5	0	15	M_3^+	0	-2	38	2	-1	52	19.29 (M2)
ASsup : 4.02	T Int.-C4'	-13	10	M_3^-	1	1	-38	-31	-29	-53	1.8 (M3)

Condizione Statica: Verifiche a Taglio

Campata A

Elemento	Pilastro	Staffe	Asw/s (mm ² /mm)	*	V (kN)	Vrd (kN)	IR (D/C)
P 40x40 4Ø18	A-1-2	1Ø6/15	0.38	V ₂	9	106	11.25
	A-6-2	1Ø6/15	0.38	V ₃	12	106	8.79
P 30x40 4Ø16	A-1-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	7	106	14.30
	A-6-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	11	78	7.21
P 30x30 4Ø14	A-3-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	9	78	8.69
	A-4-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	1	78	100.55

Campata B

P 40x50 4Ø18	B-6-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	3	135	38.97
	B-6-2	1Ø6/15	0.38	V ₃	41	106	2.58
P 40x50 4Ø16	B-3-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	1	135	150.47
	B-3-1	1Ø6/15	0.38	V ₃	2	106	66.94
P 40x40 4Ø18	B-6-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	3	106	38.54
	B-6-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	26	106	4.10
P 40x40 4Ø16	B-4-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	0	106	3431.41
	B-4-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	2	106	59.13
P 30x40 4Ø18	B-6-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	3	106	38.02
	B-6-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	22	78	3.51
P 30x40 4Ø16	B-5-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	0	106	213.60
	B-4-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	3	78	24.51

Campata C

P 40x50 4Ø16	C-6'-2	1Ø6/15	0.38	V ₂	18	135	7.39
	C-5'-2	1Ø6/15	0.38	V ₃	14	106	7.39
P 40x40 4Ø18	C-6'-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	18	106	5.84
	C-1-2	1Ø6/15	0.38	V ₃	15	106	7.03
P 40x40 4Ø16	C-2-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	9	106	12.20
	C-4-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	11	106	9.82
P 30x40 4Ø16	C-6'-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	14	106	7.87
	C-1-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	16	78	4.82
P 30x40 4Ø14	C-2-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	9	106	11.49
	C-2-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	2	78	37.45
P 30x30 4Ø16	C-6'-5	1Ø6/15	0.38	V ₂	6	78	13.73
	C-5'-5	1Ø6/15	0.38	V ₃	10	78	7.71

Condizione Statica: Verifiche a Taglio

Campata A

Elemento	Trave	Staffe	Asw/s (mm ² /mm)	*	V (kN)	Vrd (kN)	IR (D/C)
T 80x25	A-*_6-2	1Ø6/15	0.38	V ₂	93	63	0.68
TIPOL. A	A-1_*-2	1Ø6/15	0.38	V ₃	38	221	5.86
T 80x25	A-3_2-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	63	63	1.01
TIPOL. B	A-2_1-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	2	221	99.72
T 80x25	A-*_6-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	90	63	0.70
TIPOL. L	A-*_6-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	15	221	15.27

Campata B

T 80x25	B-*_6-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	184	63	0.34
TIPOL. C	B-*_6-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	22	221	10.02
T 80x25	B-3_2-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	89	63	0.71
TIPOL. D	B-6_5-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	1	221	248.73
T 80x25	B-*_6-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	116	63	0.54
TIPOL. O	B-*_6-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	15	221	15.10

Campata C

T 80x25	C-1_*-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	114	63	0.56
TIPOL. A	C-1_*-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	74	221	2.98
T 80x25	C-2_1-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	79	63	0.80
TIPOL. B	C-4_3-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	5	221	42.50
T 80x25	C-5_4'-2	1Ø6/15	0.38	V ₂	107	63	0.59
TIPOL. E	C-5_4'-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	69	221	3.19
T 80x25	C-3_2-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	84	63	0.75
TIPOL. H	C-3_2-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	0	221	481.24
T 80x25	C-1_*-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	78	63	0.81
TIPOL. P	C-1_*-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	51	221	4.35
T 80x25	T Int.-C3"	1Ø6/15	0.38	V ₂	57	106	1.88
TIPOL. I	T Int.-C3"	1Ø6/15	0.38	V ₃	22	106	4.87
T 80x25	T Int.-C4'	1Ø6/15	0.38	V ₂	49	106	2.15
TIPOL. N	T Int.-C4'	1Ø6/15	0.38	V ₃	18	78	4.30

Condizione Sismica: Verifiche a flessione

Campata A

Elemento	Pilastro	T (kNm)	N (kN)	*	M2 (kNm)	M2(Ned) (kNm)	Mrd (kNm)	M3 (kNm)	M3(Ned) (kNm)	Mrd (kNm)	IR (D/C)
P 40x40 4Ø18	A-4-1	3	-395	M ₂ ⁺	280	354	133	154	228	133	0.38 (M2)
	A-4-1	-3	-594	M ₂ ⁻	-280	-392	-156	-155	-267	-156	0.4 (M2)
	A-6-1	3	-310	M ₃ ⁺	247	305	120	295	353	120	0.34 (M3)
As=10.18	A-6-1	-3	-970	M ₃ ⁻	-250	-433	-182	-250	-433	-182	0.42 (M3)
P 30x40 4Ø16	A-4-3	3	-182	M ₂ ⁺	191	225	71	32	67	99	0.32 (M2)
	A-3-3	-3	-225	M ₂ ⁻	-189	-231	-76	-3	-46	-106	0.33 (M2)
	A-6-4	2	-64	M ₃ ⁺	111	123	58	134	146	80	0.47 (M2)
As=8.04	A-6-4	-2	-143	M ₃ ⁻	-75	-102	-67	-75	-102	-93	0.66 (M2)
P 30x30 4Ø14	A-4-4	1	-66	M ₂ ⁺	76	85	38	20	29	38	0.45 (M2)
	A-3-4	-1	-71	M ₂ ⁻	-75	-85	-39	12	-21	-39	0.46 (M2)
	A-5-4	1	-59	M ₃ ⁺	71	79	38	32	40	38	0.48 (M2)
As=6.16	A-5-4	-1	-89	M ₃ ⁻	-55	-68	-41	-55	-68	-41	0.61 (M3)

Campata B

P 40x50 4Ø18	B-5-1	5	-723	M ₂ ⁺	434	606	177	219	391	224	0.29 (M2)
	B-2-1	-6	-749	M ₂ ⁻	-437	-616	179	-194	-372	-227	0.29 (M2)
	B-6-1	5	-623	M ₃ ⁺	377	525	166	377	525	210	0.32 (M2)
As=10.18	B-6-1	-5	-1570	M ₃ ⁻	-365	-739	-212	-365	-739	-270	0.29 (M2)
P 40x50 4Ø16	B-4-1	5	-575	M ₂ ⁺	426	563	146	186	323	184	0.26 (M2)
	B-3-1	-5	-830	M ₂ ⁻	-429	-626	-173	-175	-373	-218	0.28 (M2)
	B-4-1	5	-575	M ₃ ⁺	426	563	146	186	323	184	0.26 (M2)
As=8.04	B-4-1	-5	-829	M ₃ ⁻	-418	-616	-173	-418	-616	-218	0.28 (M2)
P 40x40 4Ø18	B-2-3	6	-313	M ₂ ⁺	170	229	120	32	90	120	0.52 (M2)
	B-5-3	-6	-329	M ₂ ⁻	-168	-230	-123	-38	-100	-123	0.54 (M2)
	B-6-3	6	-294	M ₃ ⁺	142	198	117	264	319	117	0.37 (M3)
As=10.18	B-6-3	-6	-666	M ₃ ⁻	-59	-184	-163	-59	-184	-163	0.88 (M3)
P 40x40 4Ø16	B-4-3	6	-269	M ₂ ⁺	182	232	100	30	80	100	0.43 (M2)
	B-3-3	-6	-339	M ₂ ⁻	-180	-244	-110	-27	-90	-110	0.45 (M2)
	B-4-3	6	-283	M ₃ ⁺	143	196	102	41	94	102	0.52 (M2)
As=8.04	B-4-3	-6	-352	M ₃ ⁻	-146	-212	-112	-146	-212	-112	0.53 (M3)
P 30x40 4Ø18	B-6-4	2	-118	M ₂ ⁺	97	119	64	130	152	89	0.54 (M2)
	B-1-4	-2	-248	M ₂ ⁻	-107	-153	-79	-120	-167	-109	0.51 (M2)
	B-6-4	2	-118	M ₃ ⁺	97	119	64	130	152	89	0.54 (M2)
As=10.18	B-6-4	-2	-256	M ₃ ⁻	-26	-74	-80	-26	-74	-110	1.08 (M2)
P 30x40 4Ø16	B-4-4	2	-108	M ₂ ⁺	125	146	53	4	25	73	0.36 (M2)
	B-3-4	-2	-127	M ₂ ⁻	-124	-148	55	-4	-28	-76	0.37 (M2)
	B-5-4	2	-129	M ₃ ⁺	84	109	55	31	55	76	0.51 (M2)
As=8.04	B-5-4	-2	-139	M ₃ ⁻	-78	-105	-57	-78	-105	-78	0.54 (M2)

Campata C

P 40x50 4Ø16	C-4-1	6	-46	M ₂ ⁺	400	411	63	198	209	81	0.15 (M2)
	C-4-1	-6	-1462	M ₂ ⁻	-406	-754	-201	-190	-539	-254	0.27 (M2)
	C-6-1	5	196	M ₃ ⁺	279	240	20	360	321	26	0.08 (M3)
As=8.04	C-6-1	-5	-1893	M ₃ ⁻	-257	-708	-181	-257	-708	-229	0.26 (M2)
P 40x40 4Ø18	C-6"-2	9	-6	M ₂ ⁺	316	317	70	40	41	70	0.22 (M2)
	C-2-1	-4	-764	M ₂ ⁻	-229	-373	-17	-153	-297	-171	0.05 (M2)
	C-1-2	6	259	M ₃ ⁺	101	61	24	522	482	24	0.05 (M3)
As=10.18	C-1-2	-6	-1527	M ₃ ⁻	-68	-356	-165	-68	-356	-165	0.46 (M3)
P 40x40 4Ø16	C-4-3	6	-74	M ₂ ⁺	258	272	68	64	78	68	0.25 (M2)
	C-4-3	-6	-624	M ₂ ⁻	-224	-341	-145	-45	-163	-145	0.42 (M2)
	C-4-3	6	-74	M ₃ ⁺	258	272	68	64	78	68	0.25 (M2)
As=8.04	C-4-3	-6	-611	M ₃ ⁻	-214	-329	-144	-214	-329	-144	0.44 (M3)
P 30x40 4Ø16	C-4-4	2	-56	M ₂ ⁺	148	159	47	38	49	64	0.3 (M2)
	C-4-4	-2	-258	M ₂ ⁻	-143	-192	-70	-32	-80	-97	0.37 (M2)
	C-1-4	2	-21	M ₃ ⁺	53	56	42	189	193	58	0.3 (M3)
As=8.04	C-1-4	-2	-282	M ₃ ⁻	-77	-131	-73	-77	-131	-100	0.56 (M2)
P 30x40 4Ø14	C-3-4	2	-72	M ₂ ⁺	117	130	40	-6	20	54	0.31 (M2)
	C-3-4	-2	-113	M ₂ ⁻	-120	-141	-45	-30	-51	-61	0.32 (M2)
	C-2-4	2	-87	M ₃ ⁺	74	90	41	41	57	57	0.45 (M2)
As=6.16	C-2-4	-2	-117	M ₃ ⁻	-101	-123	-45	-101	-123	-62	0.37 (M2)
P 30x30 4Ø16	C-4-5	1	-2	M ₂ ⁺	26	26	40	32	33	40	1.23 (M3)
	C-6'-5	-2	-65	M ₂ ⁻	-36	-45	-47	-29	-38	-47	1.04 (M2)
	C-6'-5	2	1	M ₃ ⁺	19	19	39	49	49	39	0.79 (M3)
As=8.04	C-6"-5	-1	-47	M ₃ ⁻	-13	-20	-45	-13	-20	-45	2.28 (M3)

Campata A

Elemento	Trave	T (kNm)	N (kN)	*	M2 (kNm)	M2(Ned) (kNm)	Mrd (kNm)	M3 (kNm)	M3(Ned) (kNm)	Mrd (kNm)	IR (D/C)
T 80x25	A-*_6-1	239	34	M ₂ ⁺	510	508	490	64	61	154	0.97 (M2)
TIPOL. A	A-*_6-1	-242	-199	M ₂ ⁻	-511	-534	-507	-14	-36	-192	0.95 (M2)
As _{inf} : 22.87	A-*_6-1	239	34	M ₃ ⁺	510	508	490	64	61	154	0.97 (M2)
As _{sup} : 16.59	A-*_6-1	-242	-199	M ₃ ⁻	-486	-509	-507	-109	-131	-192	1 (M2)
T 80x25	A-6_5-4	15	140	M ₂ ⁺	31	20	128	36	25	19	0.77 (M3)
TIPOL. B	A-6_5-4	-19	-222	M ₂ ⁻	-31	-56	-238	-85	-110	-85	0.77 (M3)
As _{inf} : 4.02	A-4_3-1	4	-11	M ₃ ⁺	8	9	181	168	170	35	0.21 (M3)
As _{sup} : 4.02	A-2_1-2	-17	-188	M ₃ ⁻	-27	-49	-228	-214	-235	-82	0.35 (M3)
T 80x25	A-*_6-3	125	-11	M ₂ ⁺	321	322	498	48	49	158	1.55 (M2)
TIPOL. L	A-*_6-3	-138	-164	M ₂ ⁻	-347	-365	-520	2	-20	-189	1.42 (M2)
As _{inf} : 22.87	A-*_6-3	125	-11	M ₃ ⁺	321	322	498	48	49	158	1.55 (M2)
As _{sup} : 16.59	A-*_6-3	-138	-164	M ₃ ⁻	-315	-334	-520	-86	-105	-192	1.56 (M2)

Campata B

T 80x25	B-*_6-2	306	-110	M ₂ ⁺	666	678	503	74	86	183	0.74 (M2)
TIPOL. C	B-*_6-2	-313	-220	M ₂ ⁻	-682	-707	-519	39	-64	-195	0.73 (M2)
ASinf : 22.87	B-1_*-3	198	-106	M ₃ ⁺	395	407	503	83	95	182	1.24 (M2)
ASsup : 22.62	B-1_*-3	-188	-239	M ₃ ⁻	-358	-385	-521	-136	-163	-196	1.2 (M3)
T 80x25	B-6_5-4	19	41	M ₂ ⁺	35	32	183	38	35	29	0.84 (M3)
TIPOL. D	B-6_5-4	-21	-196	M ₂ ⁻	-35	-57	-258	-105	-127	-97	0.76 (M3)
ASinf : 4.02	B-4_3-1	4	-16	M ₃ ⁺	8	10	202	181	183	35	0.19 (M3)
ASsup : 4.02	B-2_1-1	-14	-137	M ₃ ⁻	-25	-40	-241	-241	-257	-92	0.36 (M3)
T 80x25	B-*_6-4	85	-74	M ₂ ⁺	217	226	497	48	57	179	2.2 (M2)
TIPOL. O	B-*_6-4	-91	-155	M ₂ ⁻	-233	-250	-509	25	-43	-189	2.03 (M2)
ASinf : 22.87	B-1_*-4	81	-58	M ₃ ⁺	191	198	495	56	62	178	2.5 (M2)
ASsup : 22.62	B-1_*-4	-75	-165	M ₃ ⁻	-173	-192	-510	-93	-111	-189	1.7 (M3)

Campata C

T 80x25	C-*_6-2	277	70	M ₂ ⁺	602	597	485	75	70	151	0.81 (M2)
TIPOL. A	C-*_6-2	-291	-229	M ₂ ⁻	-641	-667	-512	-25	-51	-195	0.77 (M2)
ASinf : 22.87	C-1_*-2	171	-12	M ₃ ⁺	323	325	498	117	118	159	1.34 (M3)
ASsup : 16.59	C-1_*-2	-149	-201	M ₃ ⁻	-291	-313	-508	-155	-178	-192	1.08 (M3)
T 80x25	C-2_1-1	24	166	M ₂ ⁺	45	32	114	114	101	16	0.16 (M3)
TIPOL. B	C-2_1-1	-27	-213	M ₂ ⁻	-45	-69	-242	-170	-194	-84	0.43 (M3)
ASinf : 4.02	C-4_3-1	6	-4	M ₃ ⁺	8	8	174	136	136	34	0.25 (M3)
ASsup : 4.02	C-2_1-2	-23	-221	M ₃ ⁻	-35	-60	-244	-208	-233	-85	0.36 (M3)
T 80x25	C-5_4'-2	99	1197	M ₂ ⁺	139	47	-	147	54	-	-
TIPOL. E	C-5_4'-2	-79	-1607	M ₂ ⁻	-176	-358	-494	-224	-406	-166	0.41 (M3)
ASinf : 10.05	C-5_4'-1	92	1333	M ₃ ⁺	127	23	-	152	49	-	-
ASsup : 10.05	C-5_4'-1	-71	-1690	M ₃ ⁻	-164	-356	-490	-225	-417	-162	0.39 (M3)
T 80x25	C-3_2-2	5	50	M ₂ ⁺	8	4	236	99	95	74	0.78 (M3)
TIPOL. H	C-3_2-2	-4	-20	M ₂ ⁻	-8	-10	-253	-176	-178	-111	0.62 (M3)
ASinf : 10.05	C-3_2-2	5	50	M ₃ ⁺	8	4	236	99	95	74	0.78 (M3)
ASsup : 10.05	C-3_2-2	-4	-20	M ₃ ⁻	-8	-10	-253	-176	-178	-111	0.62 (M3)
T 80x25	C-*_6-4	99	-2	M ₂ ⁺	251	251	496	36	36	158	1.98 (M2)
TIPOL. P	C-*_6-4	-99	-122	M ₂ ⁻	-254	-268	-496	-1	-15	-185	1.85 (M2)
ASinf : 22.87	C-1_*-4	87	-28	M ₃ ⁺	195	198	500	82	86	160	1.87 (M3)
ASsup : 16.59	C-1_*-4	-73	-126	M ₃ ⁻	-171	-186	-496	-106	-121	-186	1.54 (M3)
T 80x25	T Int.-C2'	54	136	M ₂ ⁺	21	0	31	81	60	31	0.51 (M3)
TIPOL. I	T Int.-C2'	-41	-180	M ₂ ⁻	-36	-70	-85	-17	-50	-85	1.22 (M2)
ASinf : 4.02	T Int.-C2''	154	135	M ₃ ⁺	13	-8	31	378	357	31	0.09 (M3)
ASsup : 4.02	T Int.-C2''	-184	-125	M ₃ ⁻	-9	-33	-76	-454	-477	-76	0.16 (M3)
T 80x25	T Int.-C4'	26	40	M ₂ ⁺	15	9	35	64	58	48	0.82 (M3)
TIPOL. N	T Int.-C4'	-20	-58	M ₂ ⁻	-24	-35	-47	-10	-21	-65	1.36 (M2)
ASinf : 4.02	T Int.-C4''	75	115	M ₃ ⁺	3	-15	25	98	80	35	0.44 (M3)
ASsup : 4.02	T Int.-C4''	-89	-85	M ₃ ⁻	-4	-20	-50	-152	-168	-69	0.41 (M3)

Condizione Statica: Verifiche a Taglio

Campata A

Elemento	Pilastro	Staffe	Asw/s (mm ² /mm)	*	V (kN)	Vrd (kN)	IR (D/C)
P 40x40 4Ø18	A-6-2	1Ø6/15	0.38	V ₂	165	106	0.64
	A-4-1	1Ø6/15	0.38	V ₃	153	106	0.69
P 30x40 4Ø16	A-6-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	80	106	1.33
	A-4-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	102	78	0.76
P 30x30 4Ø14	A-5-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	17	78	4.48
	A-4-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	40	78	1.96

Campata B

P 40x50 4Ø18	B-6-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	206	135	0.65
	B-2-1	1Ø6/15	0.38	V ₃	209	106	0.51
P 40x50 4Ø16	B-4-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	56	135	2.40
	B-3-1	1Ø6/15	0.38	V ₃	207	106	0.51
P 40x40 4Ø18	B-6-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	161	106	0.66
	B-2-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	89	106	1.20
P 40x40 4Ø16	B-4-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	10	106	10.74
	B-4-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	94	106	1.13
P 30x40 4Ø18	B-6-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	82	106	1.30
	B-1-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	57	78	1.36
P 30x40 4Ø16	B-5-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	12	106	8.95
	B-4-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	64	78	1.22

Campata C

P 40x50 4Ø16	C-6'-2	1Ø6/15	0.38	V ₂	243	135	0.56
	C-6"-2	1Ø6/15	0.38	V ₃	300	94	0.31
P 40x40 4Ø18	C-1-2	1Ø6/15	0.38	V ₂	530	-	-
	C-6"-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	254	106	0.42
P 40x40 4Ø16	C-4-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	35	106	3.03
	C-4-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	140	106	0.76
P 30x40 4Ø16	C-1-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	203	106	0.52
	C-6"-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	131	78	0.59
P 30x40 4Ø14	C-2-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	21	106	5.13
	C-3-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	61	78	1.26
P 30x30 4Ø16	C-6'-5	1Ø6/15	0.38	V ₂	45	78	1.71
	C-5'-5	1Ø6/15	0.38	V ₃	50	78	1.56

Condizione Statica: Verifiche a Taglio

Campata A

Elemento	Pilastro	Staffe	Asw/s (mm ² /mm)	*	V (kN)	Vrd (kN)	IR (D/C)
T 80x25	A-*_6-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	191	63	0.33
TIPOL. A	A-*_6-1	1Ø6/15	0.38	V ₃	996	221	0.22
T 80x25	A-4_3-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	207	63	0.30
TIPOL. B	A-6_5-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	21	221	10.52
T 80x25	A-*_6-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	151	63	0.42
TIPOL. L	A-*_6-3	1Ø6/15	0.38	V ₃	658	221	0.34

Campata B

T 80x25	B-1_*-3	1Ø6/15	0.38	V ₂	241	63	0.26
TIPOL. C	B-*_6-2	1Ø6/15	0.38	V ₃	1348	173	0.13
T 80x25	B-4_3-1	1Ø6/15	0.38	V ₂	247	63	0.26
TIPOL. D	B-6_5-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	24	221	9.17
T 80x25	B-1_*-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	164	63	0.39
TIPOL. O	B-*_6-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	443	221	0.50

Campata C

T 80x25	C-1_*-2	1Ø6/15	0.38	V ₂	259	63	0.24
TIPOL. A	C-*_6-2	1Ø6/15	0.38	V ₃	1296	185	0.14
T 80x25	C-2_1-2	1Ø6/15	0.38	V ₂	184	63	0.34
TIPOL. B	C-2_1-1	1Ø6/15	0.38	V ₃	31	221	7.12
T 80x25	C-5_4'-2	1Ø6/15	0.38	V ₂	503	-	-
TIPOL. E	C-5_4'-2	1Ø6/15	0.38	V ₃	625	221	0.35
T 80x25	C-3_2-2	1Ø6/15	0.38	V ₂	176	63	0.36
TIPOL. H	C-3_2-2	1Ø6/15	0.38	V ₃	6	221	39.81
T 80x25	C-1_*-4	1Ø6/15	0.38	V ₂	199	63	0.32
TIPOL. P	C-*_6-4	1Ø6/15	0.38	V ₃	502	221	0.44
T 80x25	T Int.-C2"	1Ø6/15	0.38	V ₂	486	-	-
TIPOL. I	T Int.-C2"	1Ø6/15	0.38	V ₃	51	106	2.09
T 80x25	T Int.-C4"	1Ø6/15	0.38	V ₂	215	101	0.47
TIPOL. N	T Int.-C4"	1Ø6/15	0.38	V ₃	17	78	4.57