



COMUNE DI ZAGAROLO

- UFFICIO TECNICO LL.PP. - VI^a AREA -

**OGGETTO : RIQUALIFICAZIONE EDILIZIA DELL'ISTITUTO
SECONDARIO DI PRIMO GRADO "A. TIBULLO"
MEDIANTE SOSTITUZIONE DEL BLOCCO AULE
SUD**

PROGETTO DEFINITIVO

LOCALITA' : Via Colle dei Frati, 7

Progettista:
Arch. Erasmo Di Girolamo

R.U.P.:
Ing. Cesare Rinaldi

101

**RELAZIONE GEOTECNICA
E SULLE FONDAZIONI**

-

Giugno 2018

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	3
2	DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO.....	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
4	GENERALITA' SUL METODO DI CALCOLO E ANALISI	10
5	AZIONI DI PROGETTO	11
5.1	PESI PROPRI STRUTTURALI	11
5.2	CARICHI PERMANENTI.....	11
5.3	SOVRACCARICHI ACCIDENTALI	12
5.1	CARICO DA NEVE	13
5.2	CARICO DA VENTO.....	14
5.3	AZIONE SISMICA.....	15
6	COMBINAZIONI DELLE AZIONI DI PROGETTO	21
6.1	COMBINAZIONE DELLE AZIONI STATICHE	21
6.2	COMBINAZIONE DELLE AZIONI SISMICHE.....	23
7	ANALISI STRUTTURALE.....	24
7.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO.....	24
7.2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	26
7.3	VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE IN CALCESTRUZZO ARMATO....	33
7.4	VERIFICA PRESSIONI SUL TERRENO	37
7.5	VALUTAZIONI SUI CEDIMENTI.....	38
8	CORRIDOIO DISTRIBUTIVO: calcolo portanza e cedimenti	39
8.1	DEFINIZIONE	39
8.2	CARICO CRITICO	40
8.3	PORTATA LATERALE – MAYER - MODIFICATO	41
8.4	METODO DI BUSTAMANTE E DOIX.....	43
8.5	TERRENI SABBIOSI	43
8.6	TERRENI ARGILLOSI	43
8.7	CARICO AMMISSIBILE	44
8.8	MICROPALO IN CONDIZIONI D'ESERCIZIO	44
8.8.1	TRAVE DI FONDAZIONE.....	55

1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione tecnica generale e di calcolo delle strutture della progettazione definitiva dell'intervento di *“Riqualificazione edilizia dell'Istituto secondario di primo grado “A. Tibullo”* sito in via Colle dei Frati 10, nel Comune di Zagarolo (RM).

2 DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO

L'edificio oggetto dell'intervento di riqualificazione e ampliamento, allo stato attuale, ha forma a ferro di cavallo, ed è sostanzialmente composto da 6 blocchi principali:

- Blocco atrio ingresso: si sviluppa su due piani fuori terra ed è interamente occupato dalla Scuola Media "A. Tibullo";
- Blocco aule Nord: ospita su tutto il piano terra e per la maggior parte del piano primo attività legate al Liceo Scientifico;
- Blocco aule Sud: ospita principalmente aule di tipo ordinario relative alla Scuola Media "A. Tibullo" e si sviluppa su due livelli fuori terra e risulta rialzato rispetto alla quota del terreno circostante;
- Blocco segreteria: si sviluppa parzialmente su quattro piani, di cui il primo occupato dal Liceo Scientifico, mentre i restanti occupati dalla Scuola Media. Al secondo piano, di appartenenza dell'Istituto "A. Tibullo", si trova l'Auditorium.
- Blocco spogliatoi;
- Blocco palestra.



Si riporta di seguito un'immagine dell'area di intervento.



Il progetto di Riqualificazione edilizia dell'Istituto secondario di primo grado "A. Tibullo" prevede la demolizione e ricostruzione del blocco aule sud, garantendo l'eliminazione di criticità statiche e di natura sismica di tale porzione di fabbricato, che non è mai stato oggetto di interventi di miglioramento sismico. Tale intervento consente, inoltre, di ottenere maggiori spazi per l'attività didattica e risolvere problematiche di sicurezza per gli studenti.

La vetustà dell'edificio determina l'economicità della ricostruzione di tale blocco, al posto di un intervento di adeguamento o miglioramento sismico ed inoltre, si possono ottenere molteplici vantaggi dal punto di vista funzionale. I punti chiave che determinano la scelta di operare con la demolizione e successiva ricostruzione sono i seguenti:

- Adeguare l'intero blocco sud alle vigenti normative (sismiche, igienico sanitarie, impiantistiche; ecc.) raggiungendo così un altro importante traguardo nei confronti della sicurezza sismica dell'intero complesso scolastico;
- Rivedere il layout distributivo adeguando alla vigente normativa tutte le aule e ottenendone una in più per ogni piano;
- Ricavare un piano interrato in cui poter collocare dei laboratori, sfruttando il vantaggio che parte dello scavo risulta esser già stato fatto;
- Riorganizzare planimetricamente il blocco in modo da allargare e rendere più comodo l'esistente accesso carraio e prevedere un'area di sosta per i pulmini scolastici;
- Realizzare un foyer di collegamento tra il nuovo blocco aule sud/blocco ingresso ed il blocco spogliatoi, in modo che i ragazzi riescano a raggiungere gli spogliatoi, la palestra e la mensa, attualmente in corso di realizzazione al di sotto dell'ala sud-ovest, tramite un percorso sicuro e coperto, senza obbligatoriamente passare davanti agli uffici amministrativi che, per quanto possibile, richiederebbero privacy e silenzio;
- Prevedere, già in questa fase, strutture adeguate ad un'eventuale sopraelevazione di un piano dell'intero blocco, con la possibilità quindi di ricavare, con una minima spesa, altre 7 aule didattiche;
- Riqualificare l'area esterna compresa tra i blocchi: ingresso, aule sud, spogliatoi e palestra, al fine di creare un'area a verde a disposizione degli studenti e ricavare dei parcheggi interni adeguati ed ordinati, tra cui un posto riservato ai disabili.

Il nuovo blocco presenta una pianta pressoché rettangolare di dimensioni circa 38,80x18,05 m e si sviluppa su tre livelli, di cui due fuori terra, a quota +1,63 m e +5,28 m ed uno interrato, a quota -2.02 m. L'ingresso principale all'edificio scolastico viene confermato lungo Via Colle dei Frati e si trova a quota +0.00 m, da questo sarà possibile accedere al nuovo blocco sud, tramite un blocco scale ed un ascensore, che collegherà tutti i livelli.

Il piano ammezzato ed il piano primo del nuovo volume sono dedicati alle aule didattiche, sono entrambi organizzati mediante un corridoio distributivo centrale su cui si affacciano sette aule, tutte almeno di 45,00 mq, di cui tre addirittura superiori a 50,00 mq.

Agli estremi del prospetto est sono collocati due vani scala, entrambi dotati di filtro antifumo e che collegano tutti i livelli. Il blocco scale principale, accessibile dall'ingresso, condurrà anche alla copertura in modo da garantire un percorso protetto e sicuro per il personale addetto alla manutenzione, mentre nel blocco scale più a sud è stata prevista, a quota -0,19 m, un'uscita di sicurezza che conduce direttamente al cortile che si affaccia lungo Via Colle dei Frati.

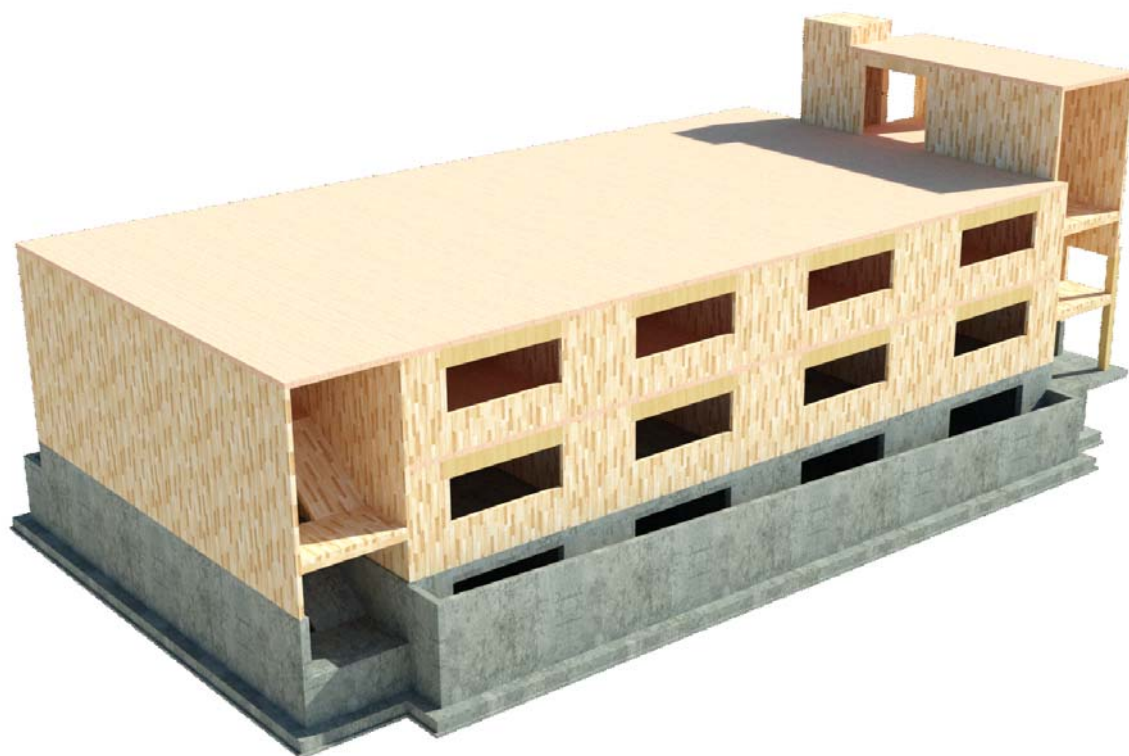
Sull'angolo sud-est, ad ogni piano, è prevista un'area dedicata ai servizi, in cui trovano posto due servizi igienici divisi per sesso, un servizio igienico per disabili ed un ripostiglio a disposizione del personale ausiliario. Un altro ripostiglio è stato inoltre ricavato in adiacenza all'ascensore.

La struttura del blocco oggetto della presente relazione è costituita principalmente dai seguenti elementi caratteristici:

- Platea di fondazione in calcestruzzo armato, al di sotto del piano seminterrato, che permette una corretta ed omogenea ripartizione dei carichi al terreno sottostante;
- Diaframmi perimetrali e setti in calcestruzzo armato al piano seminterrato, con rampe di scale sempre in calcestruzzo armato;
- Solaio del piano terra costituito da una soletta in calcestruzzo armato alleggerita da elementi plastici prefabbricati a formare un piastra nervata bidirezionale. In vicinanza di bordi e setti saranno previste zone non alleggerite che garantiscono una maggiore rigidità e ripartizione dei carichi. Tale soletta garantisce inoltre la formazione del piano rigido per la trasmissione delle forze orizzontali derivanti dal sisma e dal vento.
- Pareti a pannelli in Xlam a 5 strati, perimetralmente a tutta altezza, mentre interamente di altezza pari all'interpiano;
- Solai di piano in lamellare sdraiato giuntati tra loro a formare un corretto piano rigido per la ripartizione delle forze sismiche e statiche orizzontali.

Il seguente progetto considera già l'eventuale sopraelevazione per poter, oltre a verificare le strutture a configurazione finale, predisporre le eventuali piastre di collegamento tra le strutture dell'ampliamento e quelle precedenti senza dover rimuovere eventuali finiture.

Si riportano di seguito delle immagini esplicative del progetto appena descritto.



3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata approntata sulla base delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” come da D.M. 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Non essendo stata redatta ad oggi la relativa Circolare Applicativa, per quanto non compiutamente descritto nel suddetto decreto, e non in contrasto con lo stesso si è fatto riferimento alle seguenti normative di comprovata affidabilità.

Strutture

- **D.M. 17 Gennaio 2018** – “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”;
 - **D.M. 14 Gennaio 2008** – “Norme tecniche per le costruzioni”;
 - **Circ. n. 617 del 02 Febbraio 2009 C.S.LL.PP.** – “Circolare applicativa delle norme tecniche per le costruzioni”;
 - **L. 5 Novembre 1971 n. 1086** – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
 - **D.M. 9 Gennaio 1996** - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" (relativamente al metodo di verifica agli Stati Limite);
 - **Circ. Min. LL. PP. 15 Ottobre 1996** – “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D.M. 09 Gennaio 1996” (relativamente al metodo di verifica agli Stati Limite);
 - **D.M. 16 Gennaio 1996** – “ Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
 - **UNI EN 1990** – “Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale”;
 - **UNI EN 1991** – “Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture”;
 - **UNI EN 1992** – “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo”;
 - **UNI EN 1993** – “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio”;
 - **UNI EN 1995** – “Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno”;
 - **UNI EN 1997** – “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica”;
 - **UNI EN 1998** – “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”;
 - **D.M. 16 Gennaio 1996** – “Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche”
 - **L. 02 febbraio 1974 n. 64** – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
 - **CNR-DT 206** – “Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di strutture di legno”.
-

Materiali

- **D.P.R. 21/04/93 n. 246** – “Regolamento di attuazione della direttiva 89/106/CEE relativa ai prodotti da costruzione”;
- **UNI EN 206-1 Ottobre 2014** – “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- **UNI 11104 Marzo 2004** – “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1”;
- **UNI EN 14080:2013** – “Strutture di legno – Legno lamellare incollato e legno massiccio – Requisiti”;
- **UNI EN 338:2009** – “Legno strutturale – Classi di resistenza”;
- **UNI EN 10025:2005** – “Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali”;
- **UNI EN ISO 898:2013** – “Caratteristiche meccaniche degli elementi di collegamento di acciaio”;
- **UNI 5132:1974** – “Elettrodi rivestiti per la saldatura ad arco degli acciai non legati e debolmente legati al manganese. Condizioni tecniche generali, simboleggiatura e modalità di prova”.

4 GENERALITA' SUL METODO DI CALCOLO E ANALISI

Il dimensionamento e la verifica delle strutture è eseguita con il metodo degli stati limite (S.L.U. e S.L.E.). Il calcolo delle sollecitazioni sulla struttura e il dimensionamento delle varie sezioni caratteristiche è stato condotto con i metodi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni. L'analisi strutturale adottata è di norma nell'ambito della teoria elastica lineare che ben rappresenta il comportamento globale dell'intera struttura. Nello spirito della verifica agli stati limite le strutture devono essere verificate sia in condizioni di carico prossimo a quello di rottura (Verifiche agli Stati Limite Ultimi), sia per livelli di carico di esercizio (Verifiche agli Stati Limite di Esercizio). Rispetto agli SLU devono essere verificate: la rottura per sollecitazioni normali, di taglio o di torsione, l'instabilità dell'equilibrio globale e locale. Rispetto agli S.L.E. deve essere limitata la deformabilità strutturale.

5 AZIONI DI PROGETTO

Si riportano in questo paragrafo i valori dei carichi di progetto utilizzati nelle analisi strutturali. In accordo con la vigente normativa, le azioni vengono divise in permanenti (g_1 e g_2) e accidentali.

5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

Peso specifico strutture in calcestruzzo armato	25.0	[kN/m ³]
Peso specifico strutture in acciaio	78.5	[kN/m ³]
Peso specifico strutture in legno	5.0	[kN/m ³]

5.2 CARICHI PERMANENTI

- SOLAIO LIGNEO COPERTURA

Macchinari	3.17	kN/mq
Sistema a verde copertura	1.00	kN/mq
Isolamento in EPS sp.12cm	0.10	kN/mq
Controsoffitto	0.15	kN/mq
Carichi appesi	0.30	kN/mq
tot	4.70	kN/mq

- SOLAIO LIGNEO DI PIANO

Pavimento in piastrelle	0.40	kN/mq
Massetto sabbia-cemento	0.93	kN/mq
Impianto radiante	0.14	kN/mq
Massetto alleggerito	0.80	kN/mq
Controsoffitto	0.15	kN/mq
Carichi appesi	0.30	kN/mq
tot	2.70	kN/mq

- RAMPE E PIANEROTTOLI LIGNEI

Piastrelle	0.40	kN/mq
Struttura gradino	0.425	kN/mq
Allettamento gradino	0.20	kN/mq
Controsoffitto	0.150	kN/mq
tot	1.20	kN/mq

- SOLAIO ALLEGGERITO IN C.A.

Pavimento in piastrelle	0.40	kN/mq
Massetto sabbia-cemento	0.93	kN/mq
Impianto radiante	0.14	kN/mq
Massetto alleggerito	0.80	kN/mq
Controsoffitto	0.15	kN/mq
Carichi appesi	0.30	kN/mq
tot	2.70	kN/mq

- **SOLAIO SOPRA PLATEA IN C.A.**

Pavimento in piastrelle	0.40	kN/mq
Massetto sabbia-cemento	0.93	kN/mq
Impianto radiante	0.14	kN/mq
Massetto alleggerito	0.80	kN/mq
Vespaio con elementi plastici	2.25	kN/mq
Isolamento in EPS sp.12cm	0.20	kN/mq
Membrane impermeabilizzanti e varie	0.30	kN/mq
tot	5.00	kN/mq

- **RAMPE E PIANEROTTOLI IN C.A.**

Piastrelle	0.40	kN/mq
Struttura gradino	2.13	kN/mq
Allettamento gradino	0.20	kN/mq
Controsoffitto	0.150	kN/mq
tot	2.88	kN/mq

- **PARETE STRUTTURALE**

Cappotto 12cm	0.20	kN/mq
Membrana e barriere varie	0.20	kN/mq
Controparete interna isolata con doppia lastra	0.20	kN/mq
Lastre ignifughe	0.30	kN/mq
tot	0.90	kN/mq

- **TAMPONAMENTO**

Cappotto 12cm	0.20	kN/mq
Membrana e barriere varie	0.20	kN/mq
Pannello in Xlam 16cm	0.80	kN/mq
Controparete interna isolata con doppia lastra	0.20	kN/mq
tot	1.40	kN/mq

- **VETRATE**

Si considera a favore di sicurezza un peso a metro quadrato di vetrata pari a 0.8 kN/m²

5.3 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

Il sovraccarico accidentale viene determinato secondo NTC'18 in base alla destinazione d'uso dell'edificio o della porzione interessata, in particolare:

Cat.H	SOVRACCARICO COPERTURE	0.5	[kN/m ²]
Cat.C1	SOVRACCARICO AULE DIDATTICHE	3.0	[kN/m ²]
Cat.C1	SOVRACCARICO DISTRIBUTIVO	3.0	[kN/m ²]
Cat.C	SOVRACCARICO SCALE	4.0	[kN/m ²]

5.1 CARICO DA NEVE

Il carico accidentale verticale distribuito da neve è così determinato:

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

μ_i è il coefficiente di forma della copertura

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo (kN/m²)

C_E è il coefficiente di esposizione

C_t è il coefficiente termico

$\mu_i = 0.8$ (copertura con $0^\circ < \alpha < 30^\circ$)

$q_{sk}=0.71$ in kN/m² (Zona III, $a_s=303$ m slm)

$C_E=1.0$ (Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi)

$C_t=1.0$ (Edificio ben isolato termicamente)

Il carico da neve di progetto diventa pertanto $\rightarrow \mathbf{0.6 \text{ kN/m}^2}$

Nella fase prima della realizzazione della sopraelevazione tra il vano scale e la copertura piana vi è una zona di accumulo. Tale accumulo però risulta inferiore al sovraccarico relativo alle aule didattiche ed è quindi trascurabile nella fase intermedia.

5.2 CARICO DA VENTO

Il carico accidentale orizzontale distribuito da vento è così determinato:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

q_b è la pressione cinetica di riferimento (in N/m²), calcolata come $q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$;

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³;

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

c_e è il coefficiente di esposizione, dato dalla formula:

$$c_e(z) = \begin{cases} k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] & \text{per } z \geq z_{\min} \\ c_e(z_{\min}) & \text{per } z < z_{\min} \end{cases}$$

c_p è il coefficiente di forma (o aerodinamico),

c_d è il coefficiente dinamico, assunto pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente.

L'azione statica equivalente del vento è determinata nel modo seguente:

Comune di Zagarolo

Lazio

Zona 3

$v_{b,0} = 27$ [m/s]

$a_0 = 500$ [m]

$k_s = 0,37$ [1/s]

$T_R = 50$ anni

$\rho = 1,25$ [kg/m³]

$q_b = 0,46$ [kN/m²]

$c_d = 1$

Classe di rugosità B, Categoria di esposizione III $\rightarrow C_E \approx 2.3$

$$P_e = q_b \cdot C_E \cdot c_d = 1.06 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Facciata Sopravento: $P_e^{(+)} = c_p \cdot P_e = 0.8 \cdot 1.06 = 0.85 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Facciata Sottovento/Copertura: $P_e^{(-)} = c_p \cdot P_e = -0.4 \cdot 1.06 = -0.425 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

5.3 AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata calcolata nel rispetto delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

Si verifica la struttura soggetta all'azione sismica, valutata per lo stato limite di salvaguardia della Vita (SLV) e per lo stato limite di Danno (SLD).

Si adottano i parametri di calcolo ricavati dalle relazione geologica:

- 031-PE.OC.D.GL.31.00 Relazione Geologica

Per la verifica del comportamento sismico dei terreni di fondazione, come riporta la relazione geologica, sono state eseguite specifiche indagini per determinare la velocità di propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo. Le indagini in sito sono consistite nell'esecuzione di n° 2 stendimento di sismica multicanale con acquisizione delle onde di superficie con elaborazione dei dati secondo la procedura MASW e di n° 1 indagine sismica passiva con metodo HVSR. Inoltre sono stati eseguiti n°2 sondaggi a carotaggio continuo di cui n°1 allestito Down Hole, l'altro con SPT in foro. Sono state svolte n°3 prove penetrometriche dinamiche DPSH e n°1 campione e prova di laboratorio per la caratterizzazione fisica e meccanica ei terreni di fondazione.

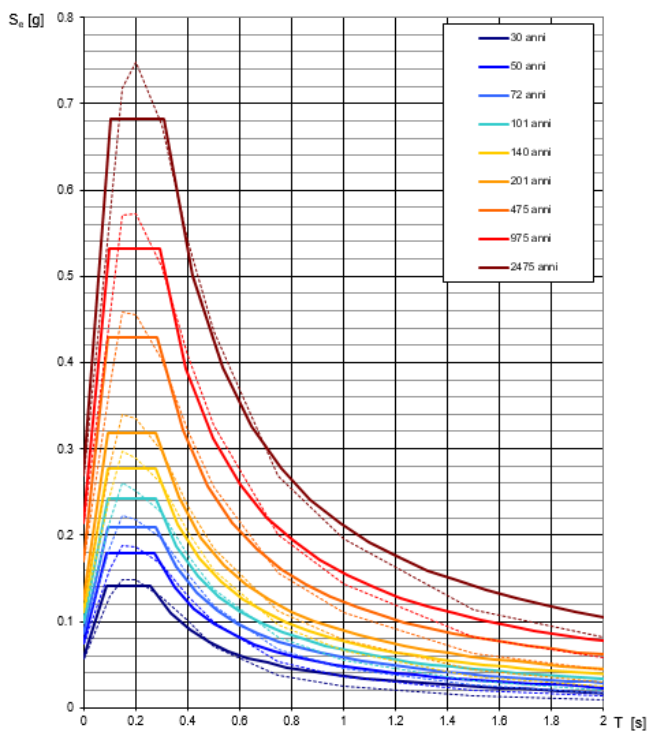
Mediante tali metodologie è stato possibile ricostruire l'andamento medio delle onde Vs in profondità ed eseguire la valutazione del parametro V_{s30} di sito al fine di classificare il terreno di fondazione e stimare la frequenza di risonanza di sito.

A partire dai risultati ottenuti mediante analisi MASW in onde di Rayleigh, in modo congiunto con la curva HVSR, sono state determinate velocità di propagazione delle onde di taglio che riportano il terreno in **CATEGORIA DI SOTTOSUOLO DI TIPO B**, secondo la tabella 3.2.II delle NTC'18 fornita di seguito.

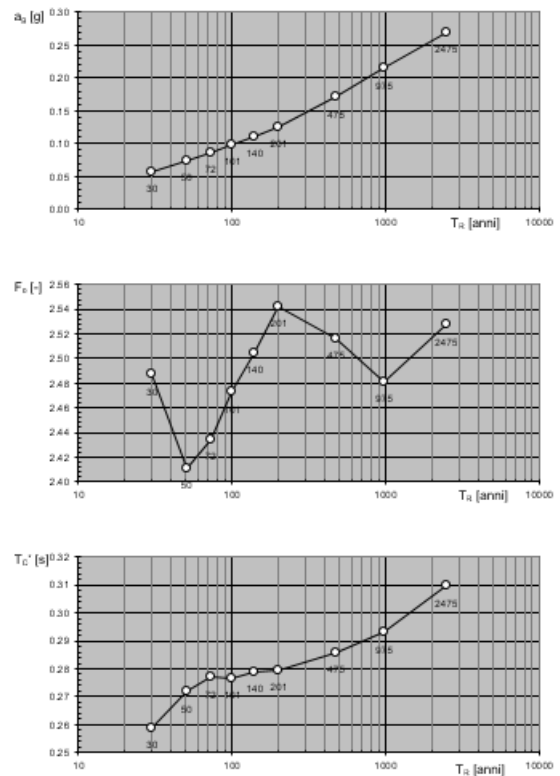
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo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

Per quanto concerne le caratteristiche geomorfologiche facendo riferimento alla tabella 3.2.III del D.M.2018 e analizzando la cartografia dell'area di studio a scale da 1:5.000 a 1:10.000, la relazione geologica riporta il terreno ad una **CATEGORIA TOPOGRAFICA T3**, alla quale, secondo quanto riportato nella Tabella 3.2.V del D.M. 2018, corrisponde un coefficiente topografico S_T pari a 1,2.

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



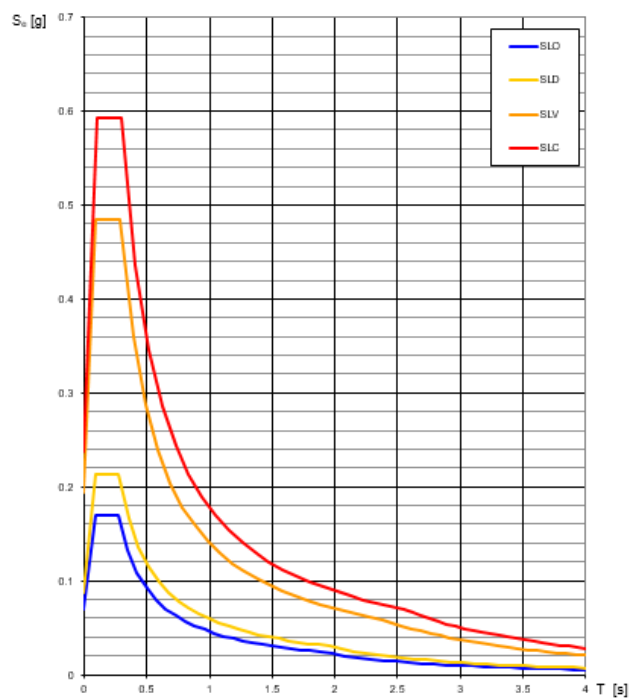
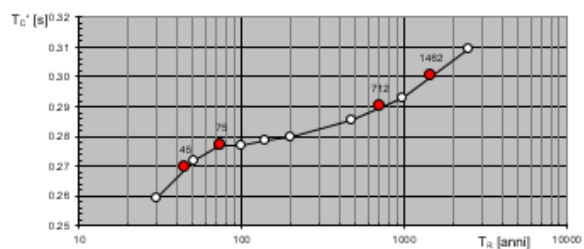
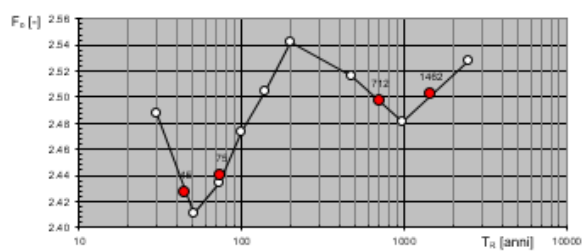
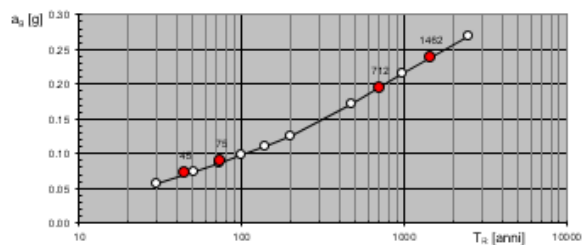
Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* : variabilità col periodo di ritorno



T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0.057	2.487	0.259
50	0.074	2.411	0.272
72	0.086	2.434	0.277
101	0.098	2.473	0.277
140	0.111	2.504	0.279
201	0.125	2.542	0.280
475	0.170	2.516	0.286
975	0.214	2.482	0.293
2475	0.270	2.527	0.310

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C^* in funzione del perio

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.070	2.426	0.269
SLD	75	0.088	2.440	0.277
SLV	772	0.194	2.497	0.290
SLC	1462	0.237	2.501	0.300

Per la definizione dell'azione sismica è necessaria la conoscenza della tipologia strutturale dalla quale dipende la risposta dinamica delle struttura alle azioni orizzontali.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, il valore del fattore di comportamento q , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale. Le strutture possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale e ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente, utilizzando per ciascuna direzione il fattore di comportamento corrispondente. Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 * K_R$$

Dove:

- q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II in dipendenza della Classe di Duttilità, della tipologia strutturale, del coefficiente λ di cui al § 7.9.2.1 e del rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; la scelta di q_0 deve essere esplicitamente giustificata;
- K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	III
Coefficiente d'uso	1.5
Periodo di riferimento	75 anni
Tipologia strutturale	PANNELLI DI TAVOLE INCOLLATE A STRATI INCROCIATI, COLLEGATI MEDIANTE CHIODI, VITI E BULLONI.
Classe di duttilità	CD "B"
Regolarità in altezza	IRREGOLARE
Fattore K_R	1.0
Valore base del fattore di comportamento allo SLV q_0	2.5
Valore fattore di comportamento allo SLV q_{lim} orizzontale	2.0
Valore fattore di comportamento allo SLD q_{lim}	1.5

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato lir8LV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0.194 q
F_s	2.497
T_c	0.290 s
S_s	1.200
C_c	1.409
S_T	1.200
q	2.000

Parametri dipendenti

S	1.440
η	0.500
T_B	0.136 s
T_C	0.408 s
T_D	2.375 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+z)} \geq 0.55 \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c/3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c' \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_s / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_b \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_b} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_b$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_b \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_b \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di risposta $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è attenuato dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ moltiplicando con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.279
$T_B \leftarrow$	0.136	0.348
$T_C \leftarrow$	0.408	0.348
	0.502	0.283
	0.596	0.239
	0.689	0.206
	0.783	0.182
	0.877	0.162
	0.970	0.147
	1.064	0.134
	1.158	0.123
	1.251	0.114
	1.345	0.106
	1.439	0.099
	1.532	0.093
	1.626	0.088
	1.720	0.083
	1.813	0.078
	1.907	0.075
	2.001	0.071
	2.094	0.068
	2.188	0.065
	2.282	0.062
$T_D \leftarrow$	2.375	0.060
	2.453	0.056
	2.530	0.053
	2.607	0.050
	2.685	0.047
	2.762	0.044
	2.840	0.042
	2.917	0.040
	2.994	0.039
	3.072	0.039
	3.149	0.039
	3.226	0.039
	3.304	0.039
	3.381	0.039
	3.458	0.039
	3.536	0.039
	3.613	0.039
	3.691	0.039
	3.768	0.039
	3.845	0.039
	3.923	0.039
	4.000	0.039

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato lir&LD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_s	0.088 q
F_s	2.440
T_c	0.277 x
S_s	1.200
C_c	1.422
S_T	1.200
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.440
η	1.000
T_B	0.131 x
T_c	0.394 x
T_D	1.950 x

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (5 + \xi)} \geq 0.5 \xi \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_s / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

L'azpettra di prapgetta $S_d(T)$ per le verifike agli Stati Limite Ultimi & attonuta dalle esprezzioni della azpettra elastika $S_e(T)$ rartituenda con $1/q$, dave q & il fattore dirstruttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.126
$T_B \leftarrow$	0.131	0.307
$T_c \leftarrow$	0.394	0.307
	0.468	0.259
	0.542	0.223
	0.616	0.197
	0.690	0.175
	0.764	0.158
	0.838	0.144
	0.913	0.133
	0.987	0.123
	1.061	0.114
	1.135	0.107
	1.209	0.100
	1.283	0.094
	1.357	0.089
	1.431	0.085
	1.505	0.080
	1.580	0.077
	1.654	0.073
	1.728	0.070
	1.802	0.067
	1.876	0.065
$T_D \leftarrow$	1.950	0.062
	2.048	0.056
	2.145	0.051
	2.243	0.047
	2.341	0.043
	2.438	0.040
	2.536	0.037
	2.633	0.034
	2.731	0.032
	2.829	0.030
	2.926	0.028
	3.024	0.026
	3.121	0.024
	3.219	0.023
	3.317	0.021
	3.414	0.020
	3.512	0.019
	3.610	0.018
	3.707	0.017
	3.805	0.016
	3.902	0.016
	4.000	0.015

6 COMBINAZIONI DELLE AZIONI DI PROGETTO

6.1 COMBINAZIONE DELLE AZIONI STATICHE

La verifiche sulle strutture vengono effettuate secondo il metodo agli stati limite ultimi e di esercizio considerando le azioni secondo le seguenti combinazioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

I valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi sono:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

dove:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q .

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali si è impiegata un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono :

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	Da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

6.2 COMBINAZIONE DELLE AZIONI SISMICHE

L'azione sismica è da considerarsi un evento di tipo accidentale e quindi cumulabile con le altre cause di sollecitazione. Le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio vengono effettuate per la seguente combinazione degli effetti della azione sismica con le altre azioni:

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

dove:

E è l'azione sismica per lo stato limite in esame;

G_k sono i carichi permanenti al loro valore caratteristico;

P_k è il valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute;

Ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione;

Q_{ki} è il valore caratteristico dell'azione variabile Q_i

Gli effetti dell'azione sismica sono valutate tenendo conto della massa sismica W_a considerata nel modo seguente:

$$W_a = G_1 + G_2 + \sum_i (\Psi_{2i} Q_{ki})$$

Le NTC 2018 al § 7.3.5 indicano la possibilità di calcolare separatamente per ciascuna direzione del sisma gli effetti sulla struttura (in termini di sollecitazioni e deformazioni) e poi combinarli secondo l'espressione:

$$1.00 E_x + 0.30 E_y + 0.30 E_z$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

In ogni caso:

- la componente verticale deve essere tenuta in conto unicamente nei casi previsti al § 7.2.2;
- la risposta deve essere combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto unicamente nei casi previsti al § 3.2.4.1, utilizzando, salvo per quanto indicato al § 7.2.2 in merito agli appoggi mobili, la radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS).

7 ANALISI STRUTTURALE

In questo capitolo verranno descritte ed effettuate le principali verifiche statiche e sismiche relative alla porzione di edificio oggetto della presente relazione. Verrà descritto il modello di calcolo e le considerazioni non espressamente indicate nei capitoli precedenti.

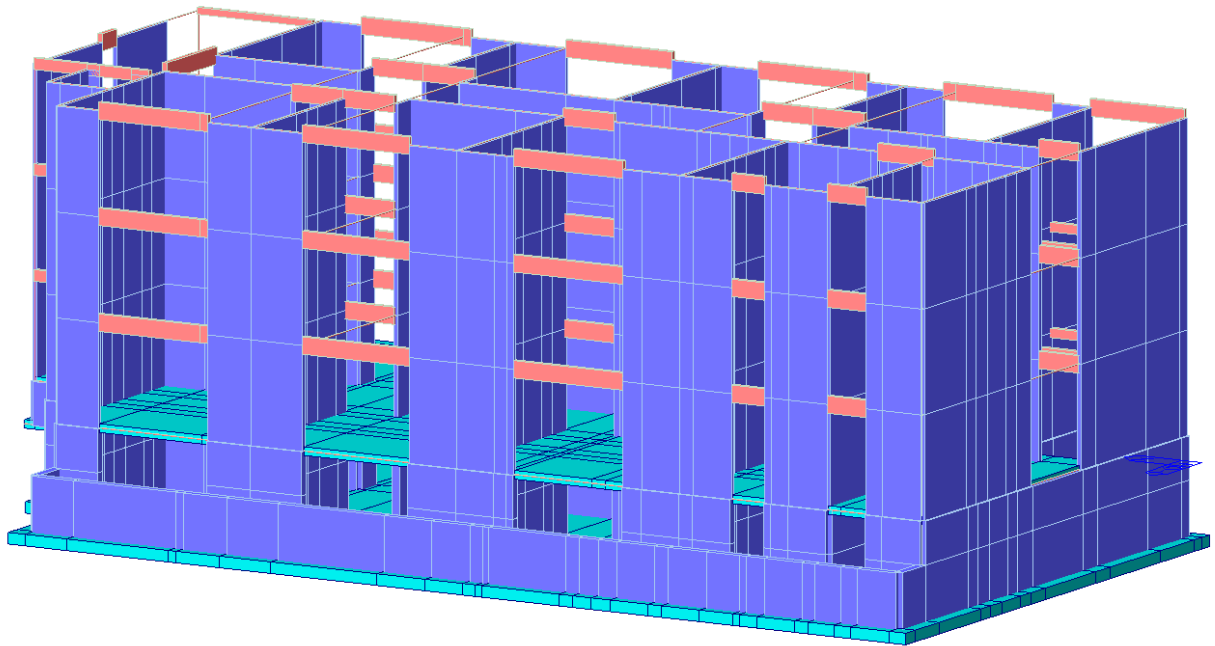
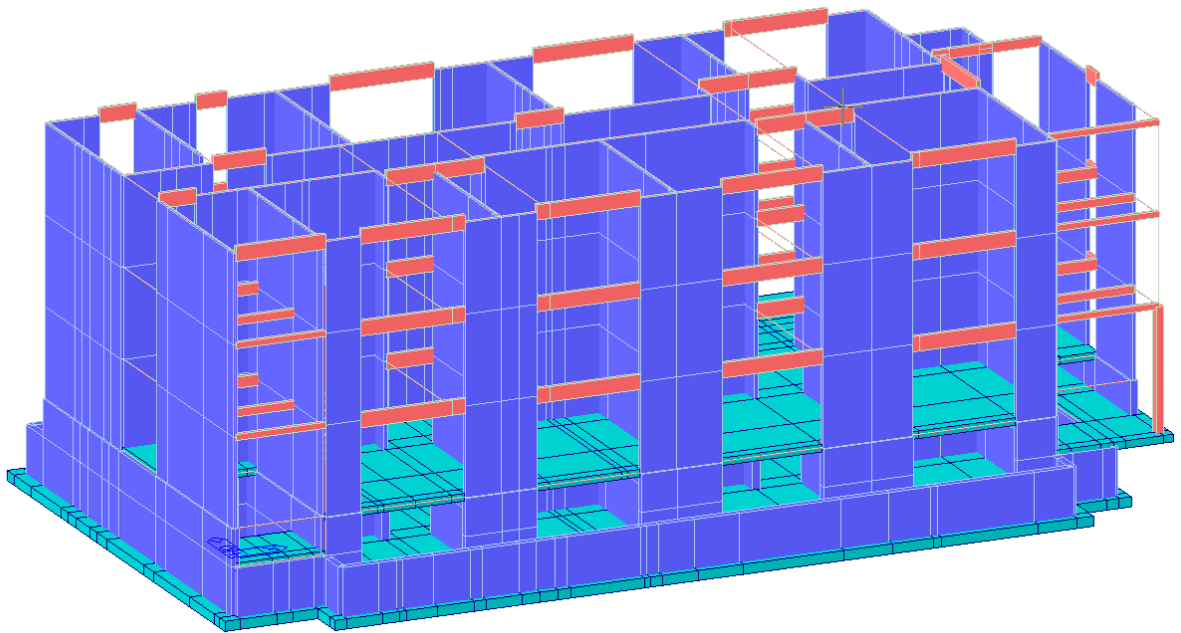
7.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO

Il blocco oggetto della presente relazione risulta abbastanza regolare ed omogeneo, ad eccezione della presenza del seminterrato in calcestruzzo, che determina uno stacco netto con la struttura superiore lignea. Gli elementi a telaio, quali travi e pilastri in legno calcestruzzo o legno, sono stati modellati con elementi *beam*. I setti sono stati modellati mediante elementi *wall* per poter ottenere più agevolmente le sollecitazioni ed ulteriori informazioni sul comportamento strutturale. La soletta del piano terra e le platee di fondazioni sono state modellate come elementi *plate*, ma assegnati ad un sottodominio *slab* che permette la determinazione delle sollecitazioni flessionali in modo più rapido ed agevole, ed inoltre, permette l'attribuzione ad ogni singolo elemento della *mesh* di una armatura di progetto e ne effettua la relativa verifica. Alle platee di fondazione, è stato applicato un letto di molle di superficie, con costante di *winkler* pari a 4.32 kg/cm³, che è poi stato convertito in molle puntuali ai nodi della meshatura. Le molle sono state applicate solo in direzione verticale mentre gli spostamenti nel piano di fondazione sono stati bloccati. I solai lignei non sono stati modellati fisicamente ma con l'attribuzione del piano rigido alle relative quote degli stessi.

Sono state applicate le proprietà dei materiali, quali calcestruzzo C25/30 per le platee di fondazione, C28/35 per i setti del seminterrato e la soletta alleggerita del piano terra, l'xlam è stato attribuito come materiale ortotropo con i moduli elastici tipici forniti dai produttori per le diverse direzioni che caratterizzano le sezioni, ed infine il lamellare che costituisce le travi pilastri e architravi lignee è stato implementato con modulo elastico pari a 11000Mpa.

I carichi verticali di impalcato sono stati applicati come *pressure load* sui *plate* di solaio o *patch load* sui solai lignei non modellati, i carichi distribuiti, come quelli delle vetrature, sono stati applicati come carichi di linea sulle travi stesse. Il vento è stato applicato sempre come carico di linea sulle travi, oppure come *load patch* di facciata, in relazione alle diverse direzioni di incidenza dello stesso. I pesi propri modellati sono stati implementati attraverso l'imposizione della forza di gravità. Per l'azione sismica, sono stati inseriti gli spettri orizzontale e verticale per gli stati limite di salvaguardia alla vita SLV e stato limite di danno SLD.

Si riportano delle immagini esplicative del modello appena descritto.



7.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

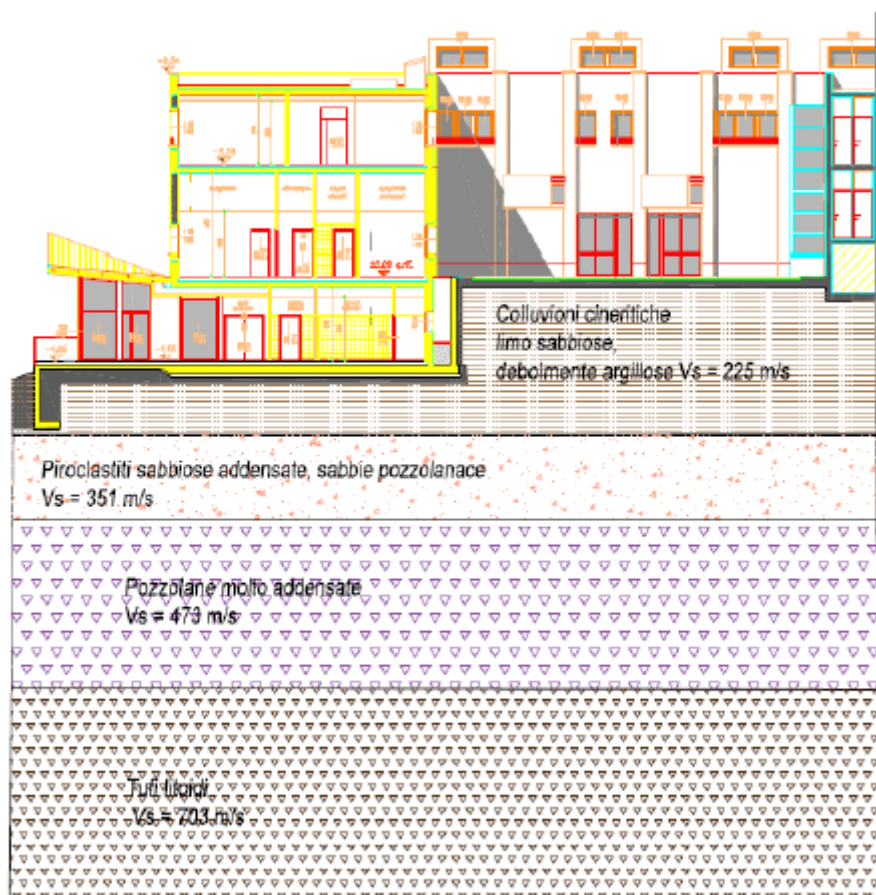
La presente relazione focalizza i parametri geotecnici per l'edificio in esame partendo dalla Relazione Geologica fornita a base di gara redatta dal Dott. Geologo Niccolò Crestana e dal Dott. Geologo Luigi Renna:

- 031-PE.OC.D.GL.31.00 Relazione Geologica

La relazione geologica citata risulta esauriente ed il terreno interessato dall'edificio in oggetto risulta completamente caratterizzato sotto il profilo geologico e geotecnico. Non risultano particolari rischi di tipo idrogeologico e di liquefazione dei terreni. Sotto il profilo sismico il terreno risulta appartenente alla categoria B, secondo la tabella 3.2.II delle NTC'18. Sotto il profilo geotecnico lo strato interessato dalle platee di fondazione, è costituito da colluvioni cineritiche limo sabbiose, debolmente argillose. Tale strato, che si estende fino ad una profondità di circa - 4 m dal piano campagna, è seguito da terreno costituito da piroclastiti sabbiose addensate e sabbie pozzolaniche.

Lo strato interessato dalle fondazioni è caratterizzato dai seguenti parametri geometrici, dedotti dalla predetta relazione geologica:

	Unità a	Unità b	Unità c	Unità d
Definizione	Colluvioni cineritiche limo sabbiose, debolmente argillose	Piroclastiti sabbiose, addensate, sabbie pozzolanace	Pozzolane molto addensate	Tufi litoidi
Spessore [m]	4	5	11	>20
Nspt	4	14	18	Rif.
Rd [daN/cm ²]	18	35	44	180
γ [daN/m ³]	1629	1700	1920	2100
γ_s [daN/m ³]	1600	1680	1710	1800
γ_{sat} [daN/m ³]	1720	1750	1920	1980
W %	36,82	31	24	27
ϕ	19,5°	28°	30°	40°
Coes. dren. C' [daN/cm ²]	0.26	0.02	0.15	-
Coes. non dren. Cu [daN/cm ²]	0.4	0.1	1.8	-
E [daN/cm ²]	120	270	350	650
G [daN/cm ²]	117	130	600	1200
E_{eq} [daN/cm ²]	48	64	-	-



In relazione al modello idrogeologico riportato nella relazione geologica, si ritiene che la spinta idrostatica, sulle fondazioni sia molto limitata e riguardi profondità tali da potere essere trascurata. Alla luce dei dati sopra citati e dai risultati ottenuti dalle prove penetrometriche nel sito di indagine, si ritiene di poter eseguire i calcoli geotecnici in condizioni drenate.

Dalla relazione geologica, inoltre, si evidenzia come, dalla determinazione del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione considerando le “circostanze di esclusione” dalla verifica alla liquefazione elencate al punto 7.11.3.4.2 del D.M. 17/01/2018, si ritiene il sito d’interesse soggetto ad esclusione alla verifica alla liquefazione.

Le verifiche allo stato limite ultimo SLU di tipo geotecnico, devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall’approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I., ad eccezione delle verifiche di stabilità globale che devono essere effettuate, analogamente a quanto previsto nel § 6., secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell’approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella. 6.8.I per le resistenze globali.

Si riportano in seguito le tabelle normative sopra citate.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tab. 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Avendo considerato l'Approccio 2, si utilizzano i coefficienti per le azioni tipiche degli stati limite ultimi strutturali SLU, mentre i coefficienti sui materiali γ_M risultano unitari. Per il calcolo della capacità portante del terreno si adotterà un coefficiente di sicurezza γ_R pari a 2.3.

La capacità portante del terreno di fondazione, costituito principalmente da strati di colluvioni cineritiche limo sabbiose, debolmente argillose, verrà effettuata in condizioni drenate.

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_f che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza. La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_{c'} = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_{c'} = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_{c'} = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_q = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

Si riporta il report dei risultati per il calcolo della capacità portante.

CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Coefficiente di Sicurezza	2,30
Forma impronta fondazione	RETTANGOLARE
Lato B fondazione	1700 cm
Lato L fondazione	3700 cm
Affondamento piano di posa Df	250 cm
Angolo Ø attrito terreno	19,5 °
Coesione terreno	0,260 daN/cm ²
Peso di volume g terreno	1629 daN/m ³

RISULTATI DEL CALCOLO

Formula di MEYERHOF:

$$Q_{ult} = c N_c S_c D_c + g D_f N_q S_q D_q + 0,5 g B N_g S_g D_g$$

Pressione Ammissibile ($Q_u/\text{Coef.Sic.}$) 4,97 daN/cm²

Nc (Coeff. portata) 14,37

Sc (Coeff. forma) 1,18

Dc (Coeff. prof.) 1,04

Nq (Coeff. portata) 6,09

Sq (Coeff. forma) 1,09

Dq (Coeff. prof.) 1,02

Ng (Coeff. portata) 2,63

Sg (Coeff. forma) 1,09

Dg (Coeff. prof.) 1,02

Stima Coeff. di Winkler (Bowles):

$$K_{wink} = C (N_c S_c + q N_q S_q + 0,5 g B N_g S_g) \quad [C=0,4]$$

Kwink 4,57 daN/cm³

Formula di HANSEN:

$Q_{ult} = c N_c S_c D_c + g D_f N_q S_q D_q + 0,5 g B N_g S_g D_g$		
Pressione Ammissibile ($Q_u/Coef.Sic.$)	4,70	daN/cm ²
Nc (Coeff. portata)	14,37	
Sc (Coeff. forma)	1,19	
Dc (Coeff. prof.)	1,06	
Nq (Coeff. portata)	6,09	
Sq (Coeff. forma)	1,16	
Dq (Coeff. prof.)	1,05	
Ng (Coeff. portata)	2,70	
Sg (Coeff. forma)	0,82	
Dg (Coeff. prof.)	1,00	
Stima Coeff. di Winkler (Bowles):		
$K_{wink} = C (N_c S_c + q N_q S_q + 0,5 g B N_g S_g) \quad [C=0,4]$		
Kwink	4,32	daN/cm ³

Formula EUROCODICE 7:

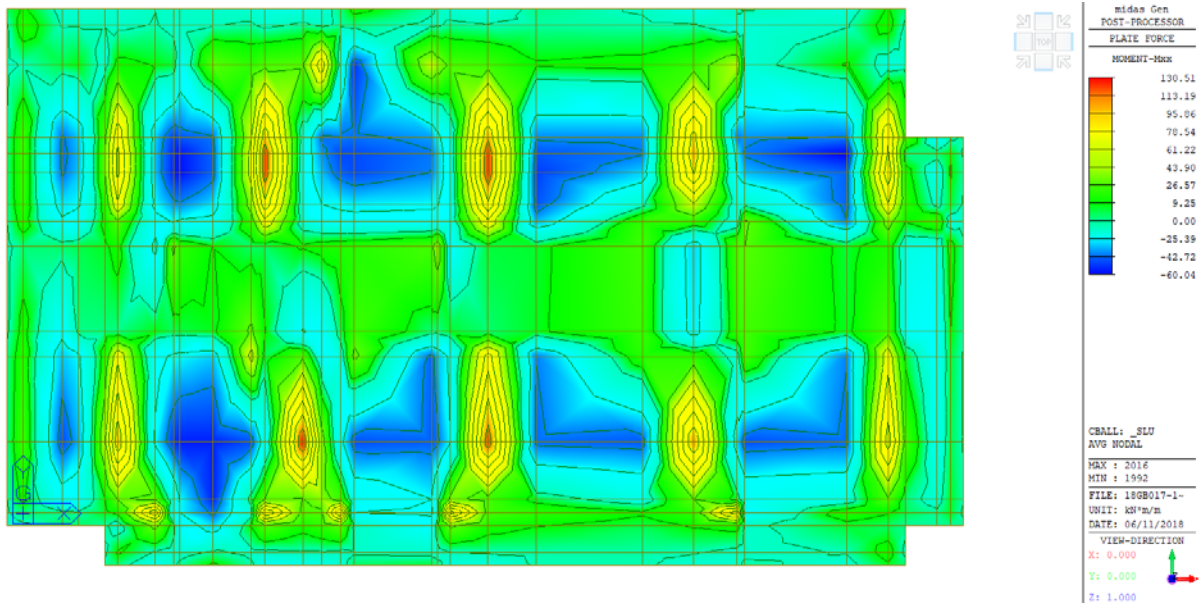
$Q_{ult} = c N_c S_c + g N_q S_q + 0,5 g B N_g S_g$		
Pressione Ammissibile ($Q_u/Coef.Sic.$):	5,04	daN/cm ²
Nc (Coeff. portata)	14,37	
Sc (Coeff. forma)	1,18	
Nq (Coeff. portata)	6,09	
Sq (Coeff. forma)	1,15	
Ng (Coeff. portata)	3,61	
Sg (Coeff. forma)	0,86	
Stima Coeff. di Winkler (Bowles):		
$K_{wink} = C (N_c S_c + q N_q S_q + 0,5 g B N_g S_g) \quad [C=0,4]$		
Kwink	4,64	daN/cm ³

7.3 VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE IN CALCESTRUZZO ARMATO

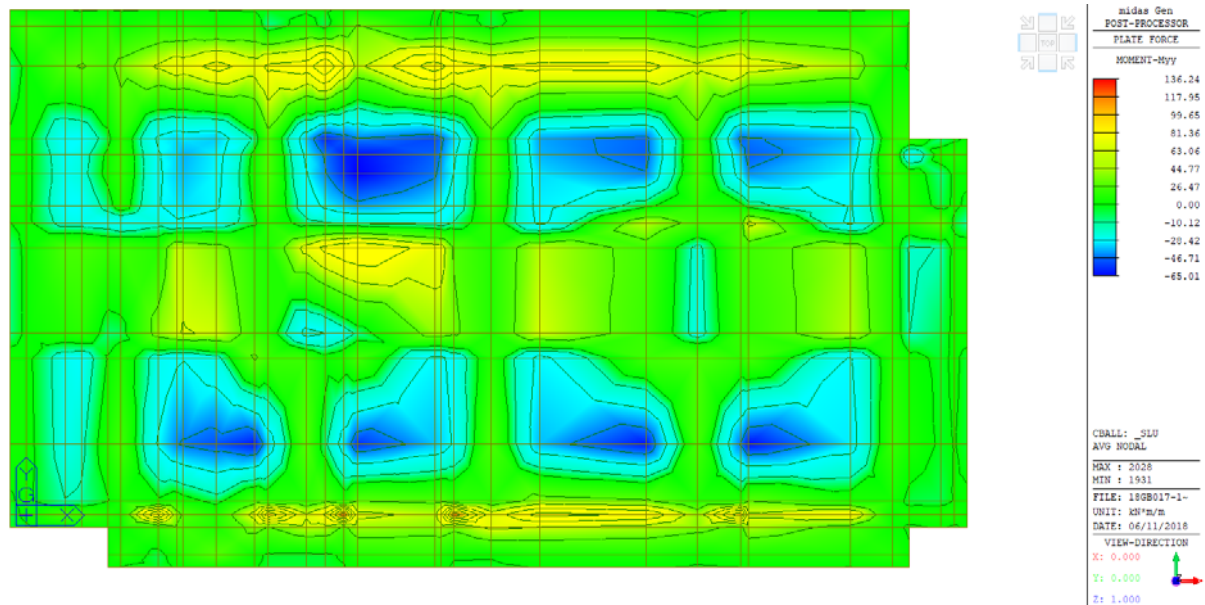
L'edificio in oggetto alla presente relazione poggia su una platea di fondazione in calcestruzzo armato C25/30 di spessore 40cm. La parte interrata dell'edificio dal lato dell'edificio rimanente al termine della demolizione risulta arretrata di circa 2m per non interferire con le strutture di fondazione dell'edificio adiacente. Al livello del solaio del piano terra dell'edificio esistente verrà realizzata una seconda platea per poter sostenere le strutture che ricadono in questa zona.

Si riportano le principali verifiche dell'elemento considerato.

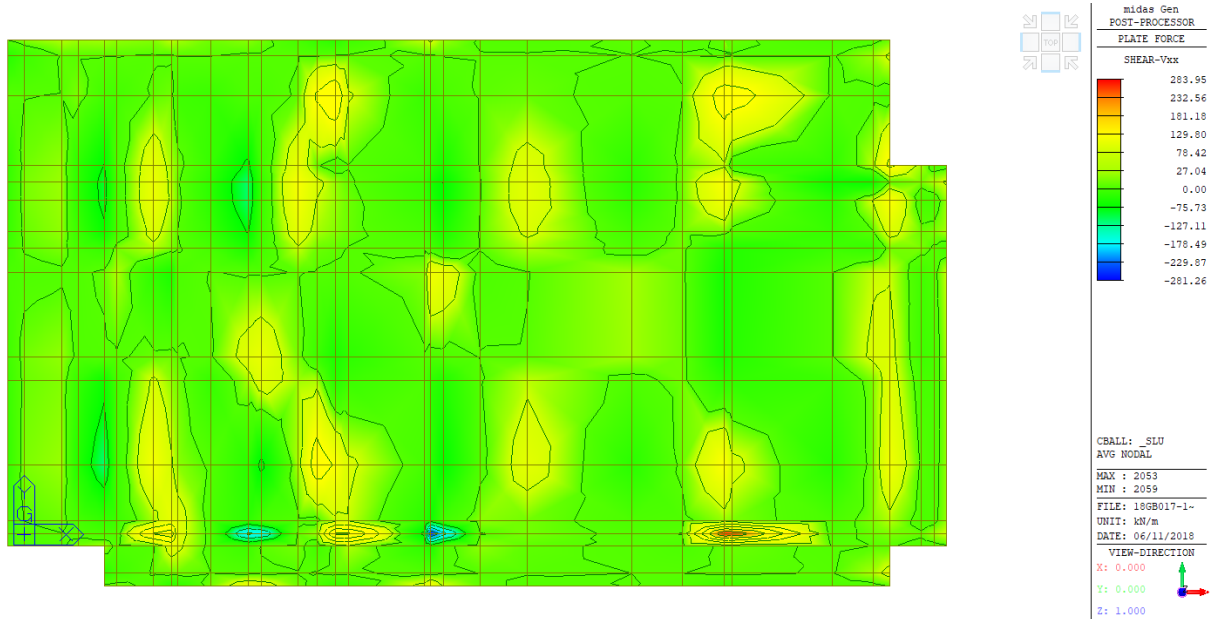
- Momenti flettenti M_{xx} [kNm/m]



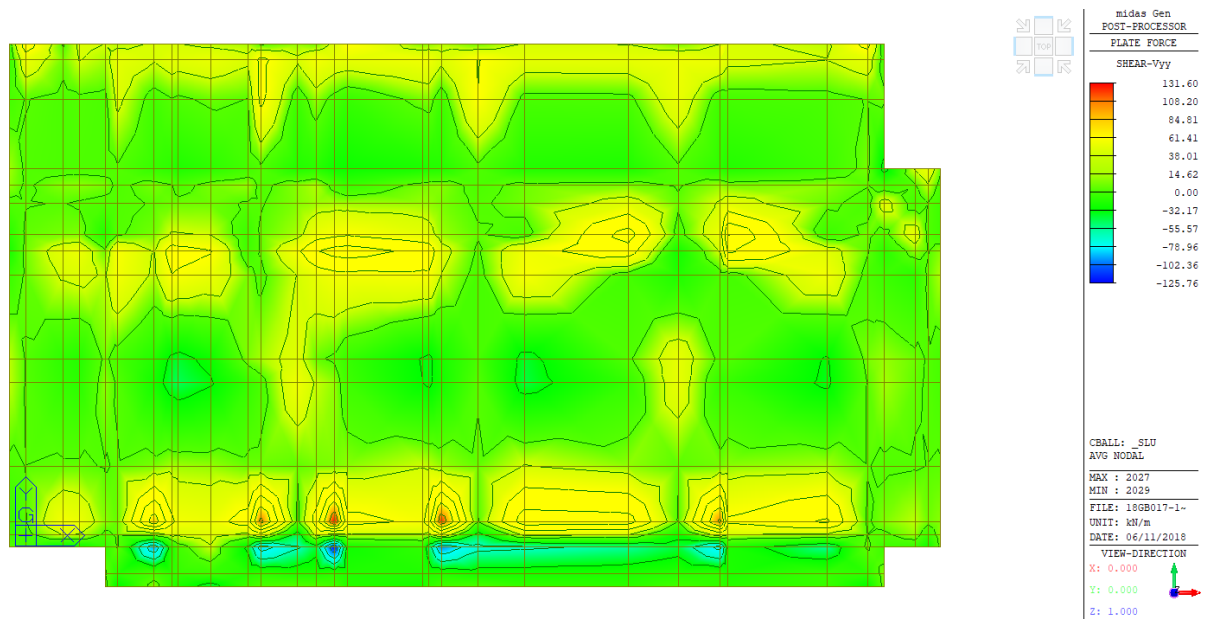
- Momenti flettenti M_{yy} [kNm/m]



- Sforzi taglienti flettenti V_{xx} [kNm/m]



- Sforzi taglienti flettenti V_{yy} [kNm/m]



Si inserisce una armatura a maglia rettangolare realizzata con tondini in acciaio B450C di diametro 16mm.

Titolo : _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	4
2	10,05	36

Sollecitazioni
☒ S.L.U. ☐ Metodo n

N kN
M kNm
M

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
☒ Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
☒ B450C ☐ C25/30
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ‰
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm **Col. modello**
☐ Precompresso

Caratteristiche dei materiali:			
R _{ck}	30	MPa	Resistenza cubica caratteristica
f _{ck} =0.83·R _{ck}	24.90	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica
f _{cd} =f _{ck} /γ _c	16.60	MPa	Resistenza di calcolo a compressione
γ _c	1.5		Coefficiente di sicurezza sul materiale
Acciaio			
f _{yd}	391	MPa	Resistenza di calcolo
Caratteristiche geometriche:			
d	340	mm	Altezza utile della sezione
b _w	1000	mm	Larghezza minima della sezione
A _{sl}	1005	mm²	Armatura tesa longitudinale
Verifica resistenza a taglio senza armatura trasversale: (§ 4.1.2.1.3.1)			
k=1+(200/d) ^{0.5} ≤ 2	1.77		parametro
v _{min} =0.035·k ^{1.5} ·f _{ck} ^{0.5}	0.41		parametro
ρ _l =A _{sl} /(b _w ·d) ≤ 0.02	0.30%		Percentuale di armatura longitudinale
σ _{cp} = N _{Ed} /(b _w ·d) ≤ 0.2·f _{cd}	0.00	MPa	Tensione media di compressione
V _{Rd} =(0.18·k·(100·ρ _l ·f _{ck}) ^{0.33} /γ _c +0.15·σ _{cp})b _w ·d ≥ (v _{min} +0.15·σ _{cp})b _w ·d			
V _{Rd}	140.2	kN	Resistenza a taglio senza armatura trasversale

Nelle zone non verificate che corrispondono alle zone al di sotto delle pareti in calcestruzzo si prevedono dei ganci ogni 10cm e ad ogni incrocio tra la maglia delle barre longitudinali, per una distanza di circa 50cm dalla parete.

Verifica resistenza a taglio con armatura trasversale: (§ 4.1.2.1.3.2)

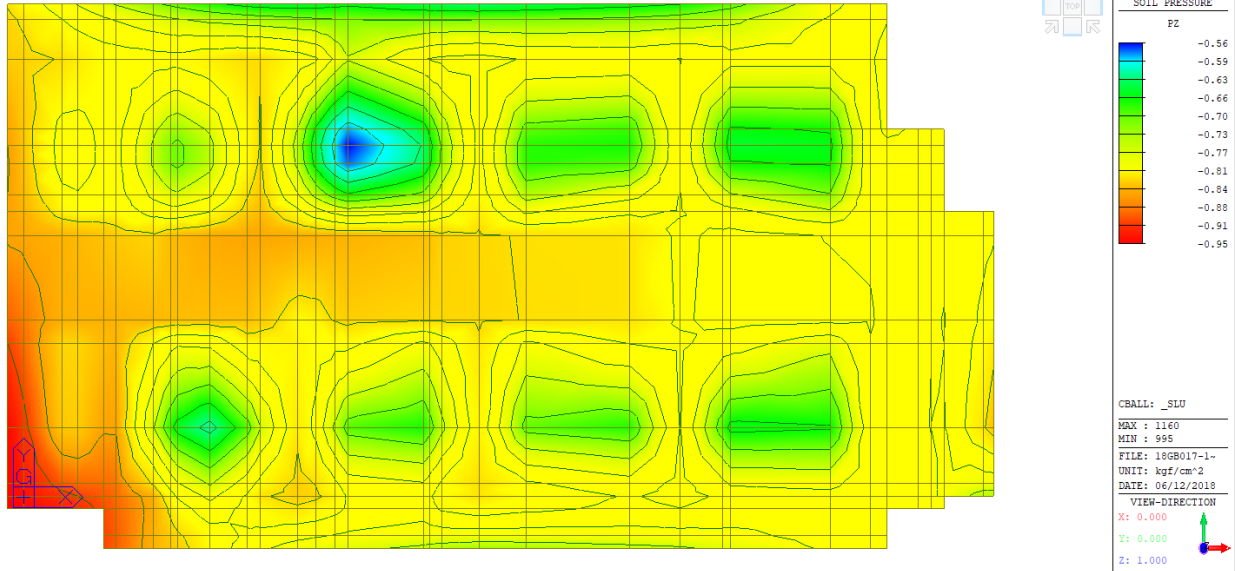
$A_{sw-staf\grave{f}e}$	250	mm ²	Area armatura trasversale - staffe
s_{staffe}	100	mm	Passo armature trasversali - staffe
A_{sw-arm}	0	mm ²	Area ferri piegati
s_{arm}	100	mm	Passo ferri piegati
α_{arm}	90	°	Angolo di inclinazione ferri piegati
θ	45	°	Angolo di inclinazione puntoni $21,80^\circ < \theta < 45^\circ$
f'_{cd}	8.30	MPa	Resistenza a compressione ridotta
α_c	1		Coefficiente maggiorativo
$V_{Rsd}=0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \text{sen}\alpha$			
$V_{Rsd-staf\grave{f}e}$	299.35	kN	Resistenza a taglio – staffe
$V_{Rsd-arm}$	0.00	kN	Resistenza a taglio – ferri piegati
$V_{Rsd}=V_{Rsd-staf\grave{f}e} + V_{Rsd-arm}$	299.35	kN	Resistenza a taglio - acciaio
$V_{Rcd}=0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\alpha)$			
V_{Rcd}	1269.90	kN	Resistenza a taglio – calcestruzzo
$V_{Rd}=\min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$	299	kN	Resistenza a taglio

Le principali verifiche risultano soddisfatte.

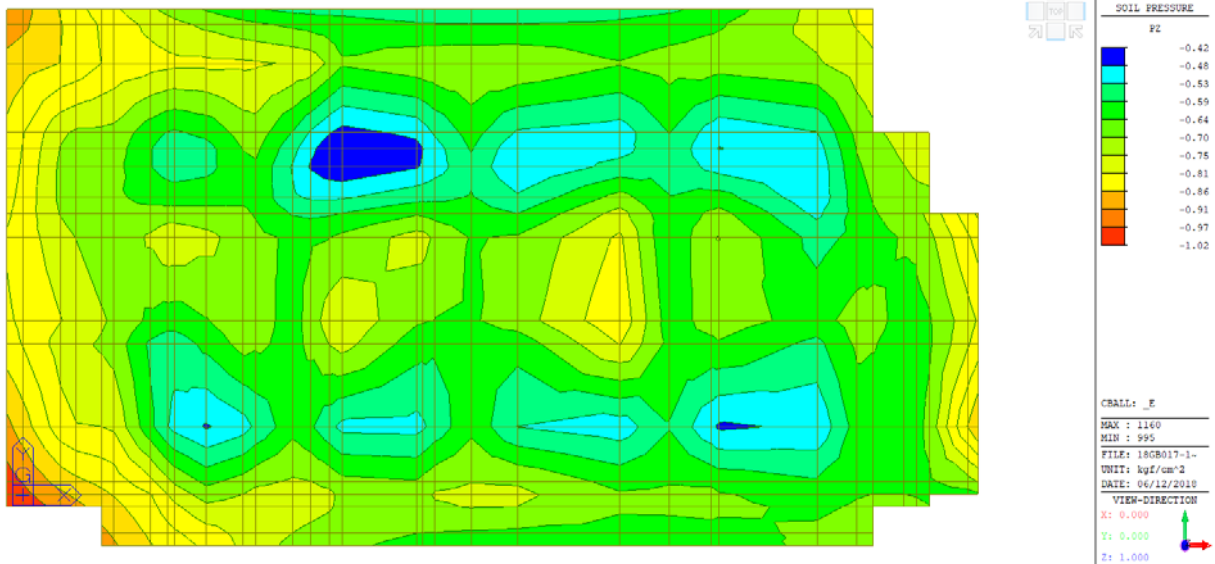
7.4 VERIFICA PRESSIONI SUL TERRENO

Si riportano in seguito i *contour* delle pressioni sul terreno, in combinazione statica SLU e in combinazione sismica SLV.

- Soil Pressure P_z – Stato Limite Ultimo (SLU)



- Soil Pressure P_z – Stato Limite Salvaguardia alla Vita (SLV)



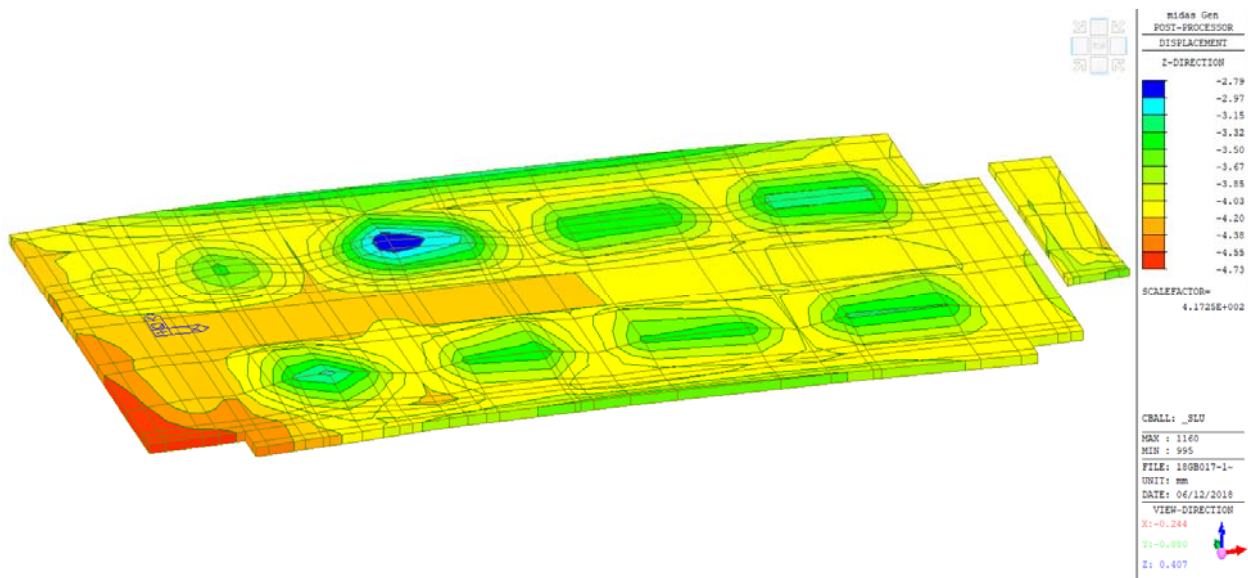
Come si può notare, le pressioni agenti sono inferiori alla capacità portante calcolata, quindi le verifiche di capacità portante risultano soddisfatte.

7.5 VALUTAZIONI SUI CEDIMENTI

Il sistema di fondazione è tale da distribuire in maniera piuttosto uniforme le tensioni sul terreno. Non si rilevano, comunque cedimenti differenziali apprezzabili e pericolosi per le strutture sia di fondazione che in elevazione, inoltre il sistema della fondazione è rigido a sufficienza da non trasferire cedimenti differenziali alle sovrastrutture.

Il cedimento valutato, seppure sovrastimato, risulta compatibile con la sicurezza e l'uso della struttura.

Non risultano necessarie ulteriori valutazioni.



8 CORRIDOIO DISTRIBUTIVO: CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI

8.1 DEFINIZIONE

I micropali possono essere suddivisi in due tipologie:

- Micropali Tubifix: con iniezioni ripetute;
- Micropali Radice: semplice getto di microcalcestruzzo o iniezione a bassa pressione.

Le armature metalliche dei micropali Radice possono essere tubolari non valvolati o barre d'acciaio.

I micropali Tubifix, invece, sono costituiti da elementi tubolari, sigillati nel terreno per mezzo di iniezioni di malte cementizie eseguite in più riprese, ad alta pressione, attraverso apposite valvole di non ritorno localizzate nella parte più profonda del micropalo in modo da realizzare un bulbo idoneo a trasmettere i carichi in profondità qualunque sia la natura del terreno di fondazione

La miscela cementizia iniettata normalmente ha la seguente composizione:

- cemento 100 *kg*
- acqua 50 *litri*
- additivo 0.5-1 *kg*

Comportamento dei micropali tubifix nei confronti dello sforzo assiale

La capacità portante dovuta alla resistenza a compressione (o a trazione) e allo svergolamento è praticamente indipendente dalla natura del terreno, purché l'iniezione sia condotta in fasi successive a pressioni crescenti. Pertanto sono le dimensioni trasversali dell'anima tubolare in acciaio che determinano la capacità portante dei micropali Tubifix.

Per il calcolo delle portate a compressione si assume la sezione nominale del tubo, mentre per il calcolo della portata a trazione si assume la minima sezione reagente in corrispondenza del filetto di giunzione.

8.2 CARICO CRITICO

Il micropalo Tubifix è un elemento strutturale di notevole snellezza, appare quindi opportuno verificare la stabilità dell'equilibrio elastico dell'elemento immerso nel terreno.

Come schema di calcolo si assume, a favore di sicurezza, che il fusto sia incernierato in testa, nella fondazione, e nel bulbo e si suppone, inoltre, che il micropalo sia infisso in un mezzo elastico.

Il carico critico verrà determinato con la seguente relazione:

$$P_k = \frac{\pi^2 \times E \times J}{L^2} \times \left(m^2 + \frac{\beta \times L^4}{m^2 \times \pi^4 \times E \times J} \right)$$

avendo indicato con:

- P_k Carico critico
- E Modulo di elasticità dell'acciaio
- J Momento d'inerzia della sezione reagente
- L Lunghezza tra due estremità del micropalo supposte vincolate
- b Modulo di reazione del terreno per unità di spostamento laterale
- m Numero (intero) di semionde di inflessione del fusto

$$\beta = K \cdot D_p$$

- D_p Diametro di perforazione
- K Modulo di Winkler

Per valori molto elevati di L l'ipotesi di deformata unica ($m=1$) porta a dei valori di P_k eccessivi e fisicamente inverosimili, il valore minimo di P_k si avrà per $m>1$.

Introducendo la grandezza $l = L / m$ (semilunghezza d'onda):

$$P_k = \pi^2 \times E \times J \times \left(\frac{1}{l^2} + \frac{\beta \times l^2}{\pi^4 \times E \times J} \right)$$

Per ottenere il valore di P_k dalla precedente si può considerare λ una variabile continua rispetto alla quale P_k può essere derivato:

$$\frac{dP_k}{d\lambda} = \pi^2 \times E \times J \times \left(-\frac{2}{\lambda^3} + \frac{2 \times \beta \times \lambda}{\pi^4 \times E \times J} \right)$$

$$\left(-\frac{2}{\lambda^3} + \frac{2 \times \beta \times \lambda}{\pi^4 \times E \times J} \right) = 0$$

$$\lambda = \pi \times \sqrt[4]{\frac{E \times J}{\beta}}$$

$$P_k = 2 \times \sqrt{\beta \times E \times J}$$

$$J = \frac{\pi}{64} \times (De^4 - Di^4) + \frac{\pi}{64} \times \frac{1}{n} \times Di^4 + \frac{\pi}{64} \times \frac{Ki}{n} \times (Dp^4 - De^4)$$

Di Diametro interno del tubolare

De Diametro esterno del tubolare

Dp Diametro di perforazione

n Modulo di omogenizzazione acciaio-calcestruzzo

Ki Coefficiente compreso tra 0 e 1 indicativo del grado di partecipazione acciaio-calcestruzzo

8.3 **PORTATA LATERALE – MAYER - MODIFICATO**

Il calcolo della portanza geotecnica del micropalo TUBIFIX è sviluppato con le metodologie in uso per la stima della portanza dei pali; per i micropali, però, si assumono le seguenti correzioni:

si trascura la portata di punta a causa delle limitate dimensioni della sezione;

si introducono nel calcolo la lunghezza e il diametro del bulbo iniettato e non quello medio del palo;

si considera che le pressioni di iniezione portino ad un aumento della resistenza laterale unitaria. Pertanto una valutazione attendibile della portanza di micropali TUBIFIX è condizionata dalla difficoltà di una stima dell'entità della sbulbatura (diametro bulbo) e dell'entità del miglioramento della resistenza tangenziale unitaria t .

Il carico limite laterale si individua moltiplicando la resistenza laterale unitaria per la superficie laterale.

$$Q_L = D_S \cdot \pi \cdot \sum (\tau_f H)$$

Dove:

$D_S = \alpha D_f$ Diametro medio del bulbo, dato dal diametro del foro D_f maggiorato di un coefficiente α dipendente dal metodo di sigillatura, IRS (iniezione ripetitiva e selettiva) o IGU (iniezione globale con processo di messa in pressione unico), e dal tipo di terreno.

Per i micropali tipo RADICE $D_S = D_f$

τ_ϕ Resistenza tangenziale unitaria relativa ad ogni strato;
H Spessore di ogni strato.

La tensione tangenziale unitaria t_f relativa ad ogni strato è valutata come segue:

- Condizione drenata

$$\tau_\phi = \sigma_h \operatorname{tg} \delta + \alpha c'$$

dove

$$\sigma_h = \sigma_{\max} = \sigma_{v0}' \operatorname{tg}^2(45 + \phi/2) \quad \text{tipo TUBIFIX}$$

$$\sigma_h = \sigma_{v0}' K_0 \quad K_0 \text{ coeff. spinta a riposo} \quad \text{tipo RADICE}$$

α = coefficiente d'adesione ricavato dalla seguente espressione

Caquot – Kerisel
$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Meyerhof – Murdock (1963)
$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c^3 \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)
$$a = 0.9 \quad \text{per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.8 \quad \text{per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.6 \quad \text{per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.9 \quad \text{per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)
$$a = 0.9 \quad \text{per } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.6 \quad \text{per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.5 \quad \text{per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.4 \quad \text{per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.20 \quad \text{per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

- Condizione non drenata

$$\tau_\phi = \alpha c_u$$

con c_u coesione non drenata

8.4 METODO DI BUSTAMANTE E DOIX

Le formulazioni di *Bustamante e Doix* richiedono come parametri caratterizzanti del terreno la p_{lim} determinata con il pressiometro di Menard o i risultati di prove SPT (N_{spt}):

$$p_{lim} \cong p_a \cdot \frac{N_{SPT}}{2} \text{ (terreni sabbiosi)}$$

in cui p_a è la pressione atmosferica di riferimento ed s_u la coesione non drenata.

Nel caso di terreni argillosi si assume:

$$p_{lim} \cong 10 \times s_u \text{ (terreni argillosi)}$$

8.5 TERRENI SABBIOSI

Nel caso di micropali in terreni sabbiosi si possono ipotizzare le seguenti relazioni tra il diametro di perforazione d_{perf} e il diametro della zona iniettata d_{in} :

$$d_{in} \cong 1.5 \cdot d_{perf} \text{ (iniezioni ripetute)}$$

$$d_{in} \cong 1.15 \cdot d_{perf} \text{ (iniezione unica)}$$

Il valore limite della tensione tangenziale lungo il tratto iniettato può essere assunta pari mediamente a:

$$f_s \cong \frac{1}{10} p_{lim}$$

La quantità minima di miscela da iniettare è data dalla seguente espressione:

$$1.5 \cdot V_{in} = 1.5 \cdot \frac{\pi \cdot d_{in}^2}{4} l_{in}$$

essendo l_{in} la lunghezza del tratto iniettato.

8.6 TERRENI ARGILLOSI

Nel caso di micropali in terreni argillosi valgono le seguenti relazioni tra il diametro di perforazione d_{perf} e il diametro della zona iniettata d_{in} :

$$d_{in} \cong 1.5 - 2 \cdot d_{perf} \text{ (iniezioni ripetute)}$$

$$d_{in} \cong 1.2 \cdot d_{perf} \text{ (iniezione unica)}$$

La tensione tangenziale lungo il tratto iniettato è assunta pari a:

$$f_s = 0.033 + 0.067 p_{lim} \text{ (iniezione unica)}$$

$$f_s = 0.095 + 0.085 p_{lim} \text{ (iniezioni ripetute)}$$

In tal caso la quantità minima di miscela da iniettare varia da $1.5 - 2.0 V_{in}$, nel caso di un'unica iniezione, a $2.5 - 3.0 V_{in}$, nel caso di iniezioni ripetute.

I valori delle pressioni si intendono tutti espressi in N/mm^2 .

Carico limite

Il carico limite viene valutato come sommatoria sui singoli tratti della tensione tangenziale moltiplicata per la superficie laterale del tratto medesimo. Tale sommatoria è estesa solo al tratto iniettato e nel computo viene trascurato il contributo della resistenza di punta.

8.7 CARICO AMMISSIBILE

Il carico ammissibile, dal punto di vista geotecnico, è valutato assumendo un coefficiente di sicurezza h rispetto al carico ultimo per attrito laterale (Q_L).

Il coefficiente di sicurezza h può essere modificato. Pertanto il valore di carico geotecnico ammissibile Q_{amm} è:

$$Q_{amm} = \frac{Q_L}{\eta}$$

Nel valutare il carico ammissibile geotecnico non viene considerato il peso del micropalo.

8.8 MICROPALO IN CONDIZIONI D'ESERCIZIO

Analisi del micropalo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti**.

Il metodo degli elementi finiti modella il micropalo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del micropalo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice **A S A^T** si ricava l'espressione degli spostamenti esterni **X**:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti **X** è possibile ricavare le forze interne **F** necessarie per il progetto della struttura.

La matrice **A S A^T** è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per micropali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_i pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/DH = C(cN_c + 0.5gBN_g)$$

$$B_s Z^n = C(gN_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (t_j / E) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

t_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

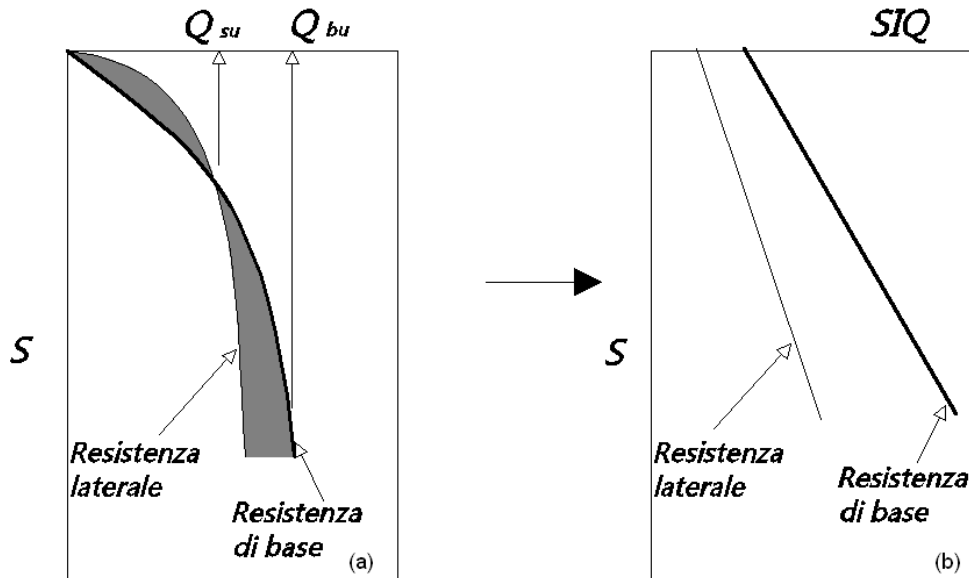
B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Q_{su}) e la *resistenza di base ultima* (Q_{bu}) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (*Terzaghi, 1943*). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'attrito laterale ultimo Q_{su} . In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad *attrito basso* o *nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4}{\pi} \frac{Q(L_o + K_e L_a)}{d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi} \frac{1}{d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

- d_s : diametro testa del palo.
- E_c : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $E_c = 26 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm^2 e il valore di $E_c = 40 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo da 40 N/mm^2 .
- L_o : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- L_a : lunghezza attiva del palo.
- k_s : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- M_s : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- d_s : diametro testa.
- Q_s : attrito.
- Q_{su} : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6Q_{bu}Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- d_b : diametro della base del palo.
- Q_b : resistenza alla base.
- Q_{bu} : resistenza ultima alla base
- E_b : modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s = S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
 - $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
 - $h = \lambda\delta Q$
 - $\alpha = Q_{su}$
 - $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
 - $\lambda = M_s d_s$
 - $\delta = 0.6Q_{bu}$
 - $\eta = d_b E_b$
-

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

Efficienza e cedimento del reticolo

Usualmente i micropali vengono realizzati a gruppo, pertanto necessita considerare il loro comportamento d'insieme sia riguardo alla portata ammissibile che ai cedimenti. In relazione a questi ultimi, il cedimento di un gruppo di micropali viene valutato, a partire dal cedimento del singolo micropalo, con la seguente espressione:

$$w_g = w_s \cdot \left(\frac{0,6 \cdot B}{0,3 \cdot B + 0,3} \right)^2 \quad \text{Skempton (1953)}$$

dove

w_s cedimento del singolo micropalo

B dimensione minima della maglia di micropali.

Per la portanza ammissibile di gruppo, a causa dell'interazione tra gli elementi del reticolo, viene solitamente introdotto il termine dell'*efficienza* che riduce la portanza globale data dalla somma del carico ammissibile dei singoli micropali; infatti l'espressione per il carico ammissibile di gruppo risulta:

$$Q_g = E \cdot \sum_i Q_{AMMi}$$

dove

$Q_{AMM i}$ portanza ammissibile del singolo micropalo i .

E efficienza del gruppo di micropali.

Per quest'ultimo parametro sono riportati dei valori di riferimento in base alla litologia e all'interasse con cui sono disposti i micropali:

Terreno	$l < 8D$	$3D < l < 8D$	$l < 3D$
Sabbie	1	1	1
Argille	1	0.75-1	0.75

Oppure può essere utilizzata l'espressione di Converse – Labarre che si pone nella seguente forma:

$$E = 1 - \operatorname{atn}\left(\frac{D}{I}\right) \cdot \left(\frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n}\right)$$

nella quale

D diametro medio del bulbo

I interasse tra i micropali; per quelli inclinati l'interasse è riferito alla base del bulbo.

m, n numero di micropali presenti nella maglia che definisce il reticolo.

Micropalo

=====

=====

Descrizione	Micropali 139,7x8
Tipologia	TUBIFIX
Iniezione	IRS: Iniezione ripetitiva e selettiva
Pressione limite di iniezione	300,00 kN/m ²
Diametro di perforazione	0,20 m
Alfa	1,20
Diametro bulbo	0,24 m
Lunghezza bulbo	8,00 m
Lunghezza fusto	2,00 m
Diametro esterno tubolare	139,70 mm
Spessore tubolare	8,00 mm
Calcestruzzo tipo	1
Acciaio tipo	1

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	250	299600	200	113,3	10,3	22,1
2	C25/30	300	314700	250	141,6	11,9	25,6
3	C28/35	350	323000	280	158,6	12,8	27,6
4	C40/50	500	352200	400	198,3	14,9	32

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	$\beta_1*\beta_2$ iniz.	$\beta_1*\beta_2$ finale
1	B450C	2000000	4500	3913	5400	3913	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4583	3985	.012	.01	1	0,5
4	S235H	2100000	2400	2087	3600	2087	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	2100000	2800	2435	4300	2435	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	2100000	3600	3130	5100	3600	0,012	0,01	1	0,5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente di adesione dell'attrito laterale lungo il fusto.. Vs: Velocità onde di taglio.

Strat. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	8,00	16,00	15,00	30,00	32,00	No	1,00	80,77	0	
2	15,00	16,00	15,00	30,00	31,00	No	1,00	80,77	0	

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	0,00	0,00	--	12,55	0,00	181,01	168,47	--	--

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

=====

=====

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:A1+M1+R3

=====

=====

Numero verticali di indagine 1

Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1,70

Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1,70

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	--	--	--
Laterale	181,01	181,01	181,01
Totale	168,47	168,47	168,47

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3

Laterale 1,15

Resistenza di progetto laterale 92,59 kN

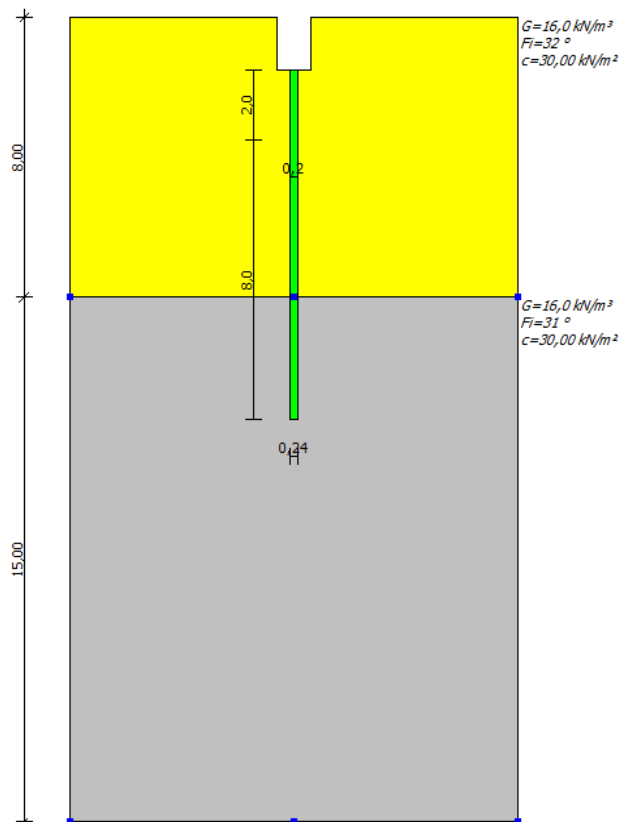
Resistenza di progetto 80,05 kN

Cedimento (Fleming 1992)

=====

=====

Lunghezza	18,00 m
Diametro testa	0,24 m
Diametro punta	0,24 m
Tratto attrito laterale nullo	0,00 m
Modulo elastico sezione	2,94E+07 kN/mq
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	0,45
Fattore flessibilità terreno/palo	1,00E-03
Carico applicato	80,00 kN
Carico limite laterale	106,48 kN
Modulo elastico terreno corrispondente	8,08E+04 kN/mq
Accorciamento elastico	0,49 mm
Cedimento rigido	0,66 mm
Cedimento totale	1,15 mm

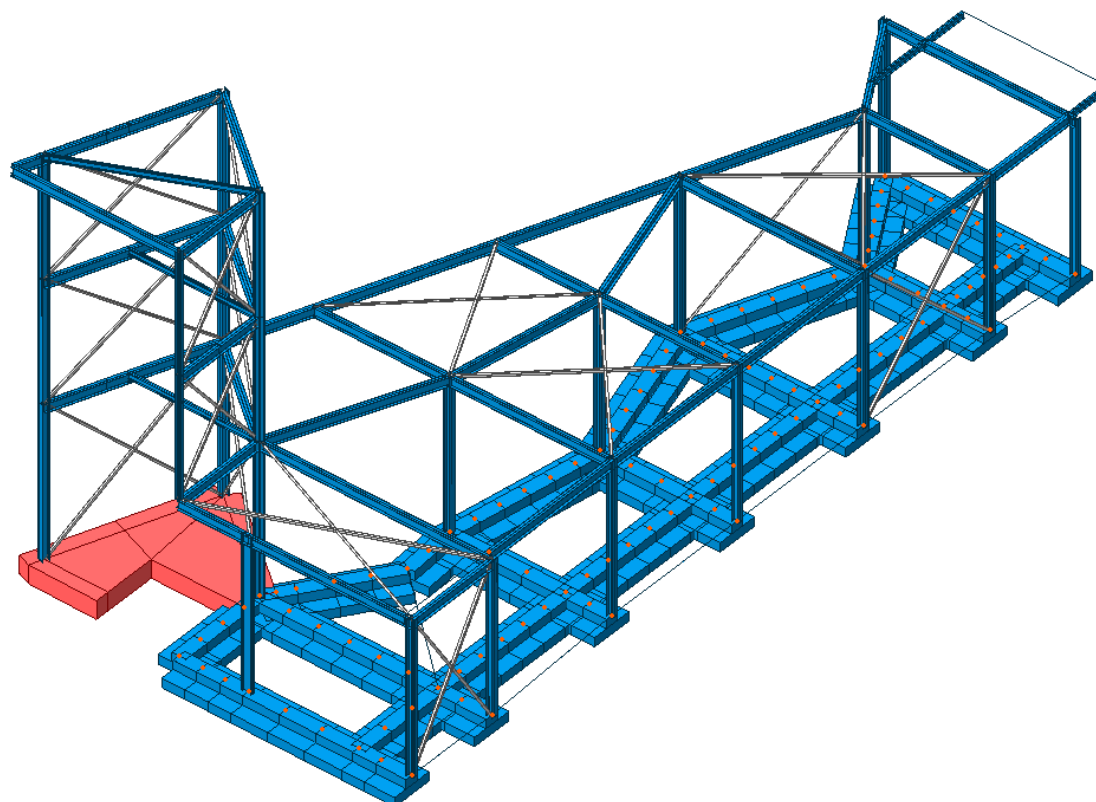


8.8.1 TRAVE DI FONDAZIONE

Le fondazioni sono costituite da una platea nervata in corrispondenza del collegamento con i micropali di fondazione.

Dal p.to di vista strutturale le nervature costituiscono un graticcio di travi a T la cui sezione del nucleo è pari a $B \times H = 30 \times 40 \text{ cm}$.

Si riporta un'immagine del Modello completo comprese le fondazioni.



Le sollecitazioni massime sono riportate negli involuপি dei diagrammi sollecitanti che riportiamo nel seguito:

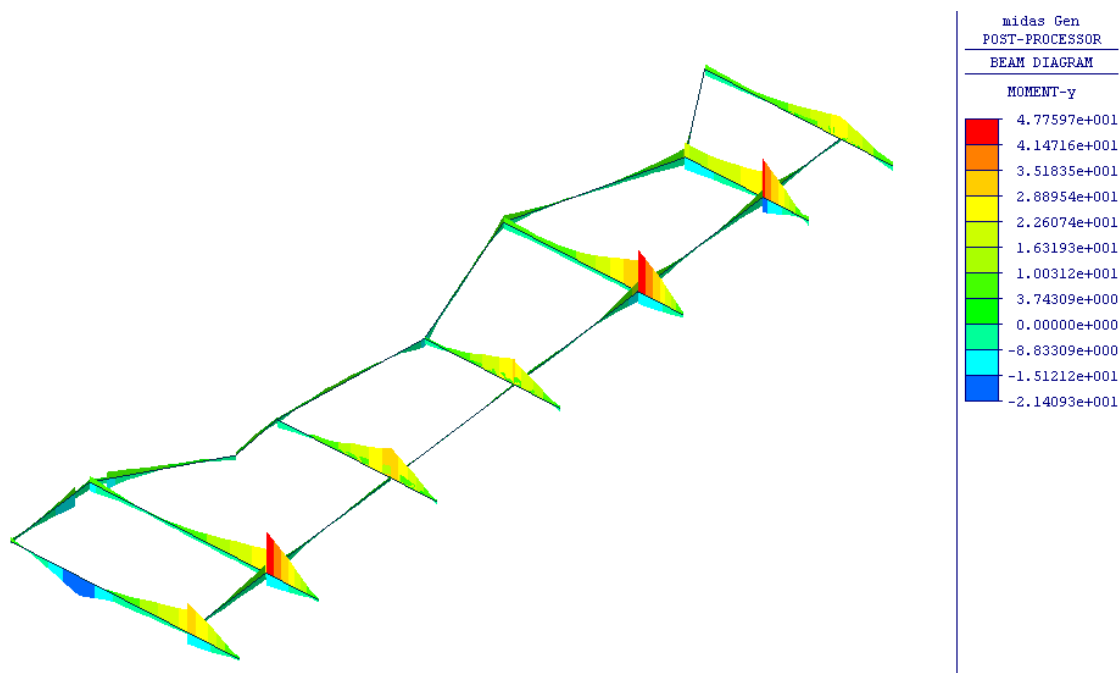


Figura 1: Diagramma Momenti flettenti

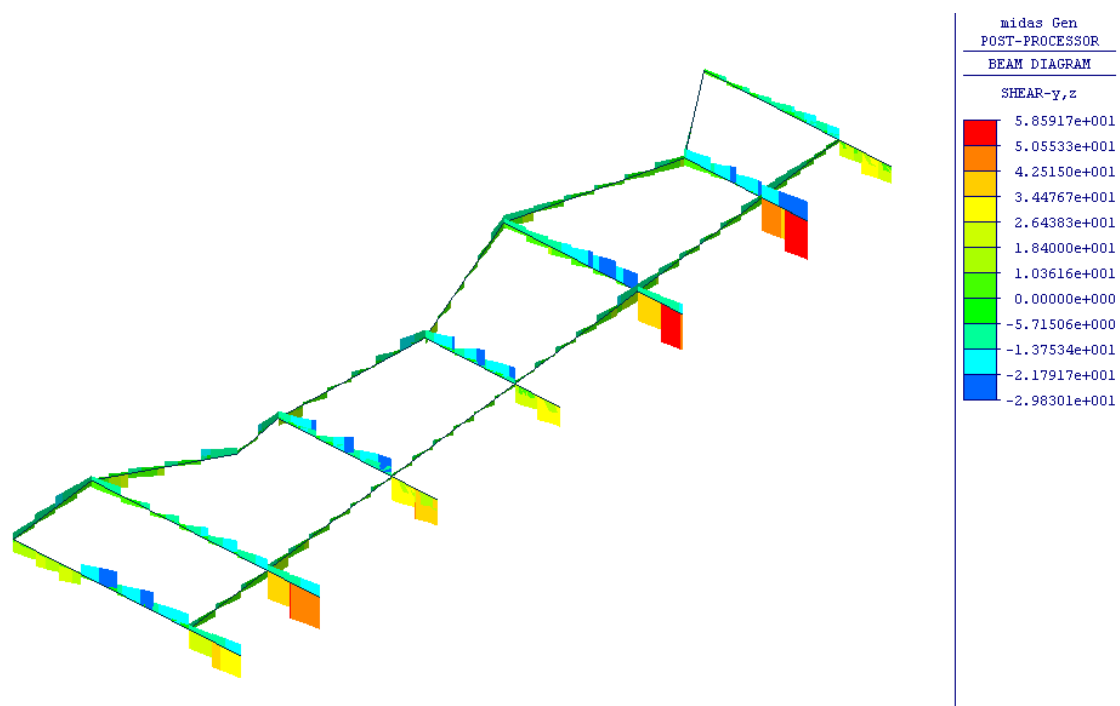
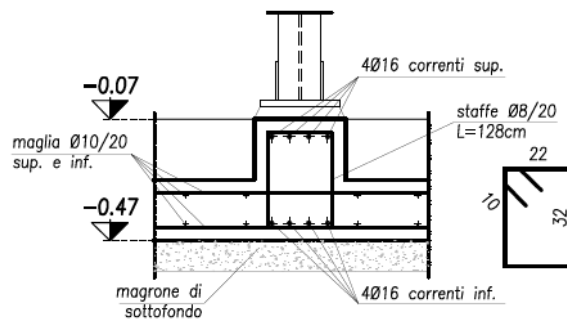


Figura 2: Diagramma Taglio

Le travi vengono armate con 4Ø16 sup. e 4Ø16 inf. correnti e staffe Ø8/20cm. Si riporta l'estratto dall'elaborato grafico.

**ARMATURA TIPOLOGICA
TRAVI PRINCIPALE IN C.A.
SEZIONE A-A
SCALA 1:20**



Il Momento resistente della sezione è pari a $95 \text{ kNm} > M_{\text{soll}} = 47 \text{ kNm}$. La verifica pertanto è soddisfatta.

Si riporta la finestra di dialogo del programma di calcolo del prof. Gelfi per la sezione in c.a in esame.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave_30x40cm

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 1 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8,04	34

Sollecitazioni S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
s_{su} 67,5 ‰ s_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² s_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
s_{syd} 1,957 ‰ s_{c,adm} 9,75 ‰
s_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 95 kNm
σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 9,521 ‰
d 34 cm
x 9,139 x/d 0,2688
δ 0,776

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

La verifica a taglio è riportata nel seguente estratto dal foglio di calcolo. La verifica risulta soddisfatta.

geometria:			
H =	400 mm	altezza elemento	
b =	300 mm	larghezza elemento	
c =	40 mm	copriferro ambo i lati	
d =	360 mm	altezza utile	
Asl=	804 mmq	area arm long trazione Morsch	
ρ =	0.0074		
k =	1.75		
N =	0 kN	sforzo normale di compressione	
σ_{cp} =	0.00 MPa	tensione media di compressione nella sezione	
materiali:			
R _{ck} =	30 MPa	F _{yk} =	450 MPa
f _{ck} =	25 MPa	f _{yd} =	391 MPa
f _{cd} =	14.11 MPa		
f' _{cd} =	7.06 MPa		
f _{ctm} =	2.56 MPa		
f _{ctk} =	1.79 MPa		
f _{ctd} =	1.19 MPa		
V _{min} =	0.40		
verifica resistenza a taglio senza armatura specifica			
V _{sd} =	56.45 kN	<	V _{Rd1} = 59.87 kN
α =	90 °	angolo inclinazione armatura	
sin α =	1		
ctg α =	0		
θ =	45 °	angolo inclinazione puntoni di cls	
ctg θ =	1.0	OK	
Φ =	8 mm	diametro staffe	
n° =	2	n° braccia delle staffe	
A _{sw} =	101 mmq	area staffe	
s =	200 mm	passo staffe	
V _{Rsd} =	64 kN	contributo a taglio trazione	
α_c =	1.00	coefficiente maggiorativo	
V _{Rcd} =	343 kN	contributo a taglio compressione	
V _{sd} =	56.45 kN	<	V _{Rsd} = 64 kN
a ₁ =	16 cm	traslazione del momento	