



DREAMERS

Design REsearch, implementation And Monitoring of Emerging technologies for a
new generation of Resilient Steel buildings

REALIZZAZIONE EDIFICIO C3 - Campus di Fisciano

PROGETTO ESECUTIVO

Architettonico	Arch. Roberto Borriello Arch. Vincenzo Paolillo
Sistema di facciata e sistemazione esterne	Arch. Federico Florena (tiarstudio s.r.l.)
Impianti Idrici - Scarico e Antincendio	Ing. Alessandro Vitale Ing. Alfonso Pisano
Impianti Elettrici e Speciali	Ing. Roberto Campagna Ing. Michele Petrocelli
Impianti Meccanici	Ing. Fabrizio Fiorenza
Consulenza Impianti Meccanici	Ing. Rocco Carfagna Ing. Giuseppe Sorrentino Arch. Aniello De Martino Ing. Valentino Vitale
Impianti Gas Tecnici	Ing. Valentino Vitale
Impianti Rete Dati	Ing. Salvatore Ferrandino Dott. Vincenzo Agosti
Strutture	Prof. Ing. Vincenzo Piluso Prof. Ing. Massimo Latour Prof. Ing. Elide Nastri Prof. Ing. Gianvittorio Rizzano
Computi e Stime	Arch. Aniello De Martino Geom. Michele Lalopa P.I. Giovanni D'Aniello
Pratiche VV.F., acustica ed ASL	Ing. Carmelo Montefusco
Coordinatore per la sicurezza in fase di progettazione e manutenzione opera	Ing. Alfredo Landi
Collaudatore statico e tecnico-amministrativo	Prof. Ing. Rosario Montuori
Responsabile del Procedimento:	Ing. Nicola Galotto

RELAZIONE

DESCRIZIONE ELABORATO

R 13

RELAZIONE GEOTECNICA

REV. N	DATA	MOTIVO DELLA EMISSIONE	ELABORATO DA:
--------	------	------------------------	---------------

RIF. PRATICA:	VERIFICA PROGETTO (art. 26 D.Lgs. 50/2016)
	UNITA' DI VERIFICA: Ing. Pantaleone Auffero Geom. Giovanni Soldà
DATA: Febbraio 2023	





DREAMERS

**Design REsearch, implementation And Monitoring of Emerging technologies for
a new generation of Resilient Steel buildings**

Relazione Geotecnica

Coordinatore:

Prof. Vincenzo Piluso

Autori:

*Vincenzo Piluso, Massimo Latour, Elide Nastri,
Gianvittorio Rizzano, Sabatino Di Benedetto*
Università di Salerno, Fisciano (SA), Italia



Data: 7/12/2022

PREMESSA

La presente relazione riguarda il calcolo delle fondazioni e delle opere di sostegno previste nell'ambito dei lavori di realizzazione dell'Edificio C3 previsto nel Campus Universitario di Fisciano dell'Università degli Studi di Salerno. Inoltre, la realizzazione dell'edificio C3 è prevista nell'ambito del progetto dimostratore DREAMERS finanziato dalla Comunità Europea nell'ambito del bando RFCS 2020.

La caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalle opere realizzate si basa sulla campagna geognostica e sulla relativa Relazione Geologica a firma del Dr. Geologo Nicola Polzone.

La campagna geognostica è consistita nella esecuzione di n.2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, spinti entrambi sino alla profondità di 30 mt dal p.c., di cui il primo (S5 P2) "pilota", eseguito al fine di valutare al meglio l'assetto stratigrafico e programmare al meglio le successive prove in foro eseguite nel secondo sondaggio (S6 P2), tra cui il prelievo di n.3 campioni e l'esecuzione di n.3 prove penetrometriche S.P.T..

Inoltre, sempre ai fini della caratterizzazione geomeccanica del sottosuolo, è stata svolta una prova penetrometrica dinamica D.P.S.H., la quale è stata spinta sino alla profondità di rifiuto (6,20 m dal p.c.). Infine, ai fini della caratterizzazione sismica è stata effettuata una prova sismica di tipo M.A.S.W. (MASW N.2).

In particolare, la prova M.A.S.W. svolta ha permesso di definire la categoria del sottosuolo di fondazione sulla base della velocità di propagazione delle onde di taglio. Come riportato nella Relazione Geologica, la stratigrafia del sito rientra nell'ambito della categoria "B".

La ricostruzione del profilo topografico ricostruito ha evidenziato che l'andamento morfologico è caratterizzato da un pendio con pendenze piuttosto blande, ovvero con valori medi inferiori al 7,5%, ovvero sicuramente inferiori al limite di 15° impiegato nelle NTC2018 per la valutazione degli effetti dell'amplificazione sismica legati alla morfologia. Pertanto, l'area in esame rientra nella categoria topografica T1, per la quale deve essere considerato un coefficiente di amplificazione topografica $S_T=1.0$.

Da dati di riferimento e dalle osservazioni svolte in attività di campo sull'assetto geomorfologico ed idrografico, la Relazione Geologica esclude la presenza di una falda superficiale nei primi 30 m di profondità dal p.c., caratteristica molto importante per l'esclusione della verifica a liquefazione dei terreni di fondazione.

1 ANALISI DELLE PROVE S.P.T.

Nel seguito vengono analizzati, ai fini della previsione dell'angolo di attrito interno, i risultati delle prove S.P.T. eseguite in foro. A tale scopo vengono impiegate le principali correlazioni dirette e indirette disponibili in letteratura. Le correlazioni dirette stabiliscono un legame tra il numero di colpi della prova S.P.T. e l'angolo di attrito interno. Le correlazioni indirette stabiliscono un legame tra il numero di colpi e la densità relativa da cui, successivamente, si effettua la stima dell'angolo di attrito.

TITOLO SONDAGGIO	Sondaggio S1 Campione C1
Descrizione del terreno	Sabbia argillosa con limo
Profondità di prova (m)	4,5
Profondità della falda (m)	30
Peso specifico (kg/mc)	1595
Numero di colpi N _{spt}	32

Nota: $15.65 \times 1000 / 9.81$

Granulometria

- 1 - Sabbia fine
- 2 - Sabbia media
- 3 - Sabbia grossa
- 4 - Ghiaia

Opzione granulometria (1-4) 1

Frazione di limo

- 1 - Inferiore al 5%
- 2 - Superiore al 5%

Opzione (1-2): 1

CORRELAZIONI DIRETTE

Correlazione	Applicabilità	Valore stimato
1) Road Bridge Specification	NO	36,91
2) Japanese National Railway	NO	36,60
3) De Mello	SI	31,87
4) Owasaki e Iwasaki	NO	40,30
5) Sowers	NO	36,96
6) Malcev	SI	24,89
7) Peck-Hanson e Thornburn	SI	36,16
8) Meyerhof (frazione limo <5%)	SI	40,09
9) Meyerhof (frazione limo >5%)	NO	35,80
10) Hatanaka e Uchida	SI	47,49

CORRELAZIONI INDIRETTE

Correlazione	Applicabilità	Valore stimato
11) Gibbs e Holtz + Schmertmann	SI	41,97
12) Schultze e Mezembach + Schmertmann	SI	41,70

13) Skempton + Schmertmann	SI	39,80
14) Skempton (1986) + Schmertmann	SI	39,11

ANALISI DELLE CORRELAZIONI

Correlazioni valide	9,00
Valore medio	38,12
Valore minimo	24,89
Valore massimo	47,49
Deviazione standard	6,53
Frattile 5%	27,41
Frattile 16%	31,59

TITOLO SONDAGGIO

Sondaggio S1 Campione C2

Descrizione del terreno

Sabbia con ghiaia e ciottoli

Profondità di prova (m) 11,5

Profondità della falda (m) 30

Peso specifico (kg/mc) 1531

Nota: $((15.65 \times 5.20 + 14.5 \times 6.3) \times 1000 / 9.81) / 11.5$

Numero di colpi N_{spt} 56

Granulometria

1 - Sabbia fine

2 - Sabbia media

3 - Sabbia grossa

4 - Ghiaia

Opzione granulometria (1-4) 3

Frazione di limo

1 - Inferiore al 5%

2 - Superiore al 5%

Opzione (1-2): 1

CORRELAZIONI DIRETTE

Correlazione	Applicabilità	Valore stimato
1) Road Bridge Specification	SI	43,98
2) Japanese National Railway	SI	43,80
3) De Mello	SI	33,59
4) Owasaki e Iwasaki	SI	48,47
5) Sowers	NO	43,68
6) Malcev	SI	27,75
7) Peck-Hanson e Thornburn	NO	42,88
8) Meyerhof (frazione limo <5%)	NO	42,69
9) Meyerhof (frazione limo >5%)	NO	36,80
10) Hatanaka e Uchida	SI	49,05

CORRELAZIONI INDIRETTE

Correlazione	Applicabilità	Valore stimato
11) Gibbs e Holtz + Schmertmann	SI	44,52

12) Schultze e Mezembach + Schmertmann	SI	44,61
13) Skempton + Schmertmann	SI	41,61
14) Skempton (1986) + Schmertmann	SI	42,89

ANALISI DELLE CORRELAZIONI

Correlazioni valide	10,00
Valore medio	42,03
Valore minimo	27,75
Valore massimo	49,05
Deviazione standard	6,55
Frattile 5%	31,28
Frattile 16%	35,47

TITOLO SONDAGGIO

Sondaggio S1 Campione C3

Descrizione del terreno Sabbia con ghiaia e ciottoli

Profondità di prova (m) 17,5

Profondità della falda (m) 30

Peso specifico (kg/mc) 1513 Nota: $((15.65 \times 5.20 + 14.5 \times 12.3) \times 1000 / 9.81) / 17.5$

Numero di colpi N_{spt} 58

Granulometria

1 - Sabbia fine

2 - Sabbia media

3 - Sabbia grossa

4 - Ghiaia

Opzione granulometria (1-4) 3

Frazione di limo

1 - Inferiore al 5%

2 - Superiore al 5%

Opzione (1-2): 1

CORRELAZIONI DIRETTE

Correlazione	Applicabilità	Valore stimato
1) Road Bridge Specification	SI	44,50
2) Japanese National Railway	SI	44,40
3) De Mello	SI	33,39
4) Owasaki e Iwasaki	SI	49,06
5) Sowers	NO	44,24
6) Malcev	SI	28,69
7) Peck-Hanson e Thornburn	NO	43,44
8) Meyerhof (frazione limo <5%)	NO	42,69
9) Meyerhof (frazione limo >5%)	NO	36,58
10) Hatanaka e Uchida	SI	46,70

CORRELAZIONI INDIRETTE

Correlazione	Applicabilità	Valore stimato
11) Gibbs e Holtz + Schmertmann	SI	43,24
12) Schultze e Mezembach + Schmertmann	SI	43,74
13) Skempton + Schmertmann	SI	40,21
14) Skempton (1986) + Schmertmann	SI	42,21

ANALISI DELLE CORRELAZIONI

Correlazioni valide	10,00
Valore medio	41,61
Valore minimo	28,69
Valore massimo	49,06
Deviazione standard	6,16
Frattile 5%	31,51
Frattile 16%	35,45

2 COLONNA STRATIGRAFICA DI PROGETTO

I sondaggi eseguiti hanno evidenziato la seguente stratigrafia:

- Strato 1 (0.00-1.30 m)
Terreno vegetale misto a riporto composto da sabbia sciolta – spessore dello strato: 1.30 m
- Strato 2 (1.30-5.20 m)
Sabbia mediamente addensata con limo e ghiaia sparsa – spessore dello strato: 3.90 m
- Strato 3 (5.20-30.00 m)
Sabbia grossolana sciolta con ghiaia poliedrica alternata a lenti di ciottoli e ghiaia di natura prevalentemente carbonatica – spessore dello strato: 24.8 m

Sulla base dei risultati delle prove eseguite in sito e in laboratorio la Relazione Geologica suggerisce di assumere la seguente stratigrafia di progetto con i relativi valori delle proprietà meccaniche dei terreni.

STRATIGRAFIA DI PROGETTO SUGGERITA IN RELAZIONE GEOLOGICA							
Strato	Profondità	Descrizione litologica	Peso di Volume (kN/m ³)	Angolo di Attrito (°)	Coesione Drenata (kPa)	Coesione non Drenata (kPa)	Modulo Edometrico (MPa)
1	0,00 - 5.20 m	Sabbia argillosa con limo	15.65	29	12.0	150	14.73
2	5.20 - 30.00 m	Sabbia con ghiaia e ciottoli	14.50	35	0.0	-	-

I risultati suggeriti in tabella sono coerenti con l'interpretazione delle prove S.P.T. in sito che indica per il primo strato un angolo di attrito interno stimabile cautelativamente tra 27.4 (frattile 5%) e 31.5 (frattile 16%) mentre, per il secondo strato indica un valore dell'angolo di attrito interno compreso tra 31.3 (frattile 5%) e 35.5 (frattile 16%) alla profondità di 11.5 m e compreso tra 31.5 (frattile 5%) e 35.5 (frattile 16%) alla profondità di 17.5 m.

3 CALCOLO DEL CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

La struttura di fondazione risulta costituita da un graticcio di travi di fondazione. La profondità del piano di posa della fondazione assume un valore minimo pari a circa 4.30 m. Pertanto, il piano di posa della fondazione si trova quasi al termine del primo strato della colonna stratigrafica di progetto. Tuttavia, essendo la larghezza della fondazione nastriforme pari a 1.10 m, il bulbo delle tensioni certamente impegna il secondo strato. La valutazione del carico limite della fondazione è stato effettuato cautelativamente assumendo le proprietà geotecniche del primo strato, ossia un peso dell'unità di volume del terreno pari a 15.65 kN/m³ e un angolo di attrito interno pari a 29°.

Il calcolo del carico limite viene determinato con la formula:

$$Q_{lim} = A_q \cdot N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + A_c \cdot N_c \cdot c + A_\gamma \cdot N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2}$$

La formula utilizzata ha una forma trinomia in cui ciascun termine è legato all'angolo di attrito, alla coesione ed al peso specifico del terreno.

A_q - A_c - A_g sono dei coefficienti correttivi che rappresentano il prodotto del fattore di profondità, di forma, di inclinazione e della eccentricità dei carichi. Vari autori propongono formule diverse per detti fattori nonché per i coefficienti N_q, N_c, N_g. In particolare, Meyerhof non tiene conto della inclinazione del piano di posa e del piano di campagna.

A vantaggio di statica viene trascurata la coesione.

DATI DI INPUT		
γ ₁ =	1595 Kg/m ³	Peso specifico del terreno al di sopra della fondazione
φ =	29 °	Angolo di attrito interno del terreno di posa
γ ₂ =	1595 Kg/m ³	Peso specifico del terreno al di sotto della fondazione
c=	0 Kg/cm ²	Coesione del terreno
D=	4,3 m	Altezza o Profondità della fondazione
B=	1,1 m	Larghezza della fondazione (lato minore)
L=	17.2 m	Lunghezza della fondazione (lato maggiore)
δ =	0 °	Angolo di inclinazione del carico rispetto alla verticale
ε =	0 °	Angolo di inclinazione del piano di posa della fondazione
η =	0 °	Angolo di inclinazione del piano di campagna
E _B =	0 m	Eccentricità del carico lungo la larghezza B della fondazione
E _L =	0 m	Eccentricità del carico lungo la lunghezza L della fondazione

TEORIA DI HANSEN

$$Q_{\text{lim}} = A_q \cdot N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + A_c \cdot N_c \cdot c + A_\gamma \cdot N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{\gamma}$$
$$A_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q$$

$$A_{\epsilon} = s_{\epsilon} \cdot d_{\epsilon} \cdot i_{\epsilon} \cdot g_{\epsilon} \cdot b_{\epsilon}$$

$$A_\gamma = s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

$$A_q = 1$$

$$A_c = 1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c$$

Coefficiente di spinta passiva: $K_p = 2.882$

Coefficienti: $N_q = 16.443$ $N_c = 27.860$ $N_\gamma = 12.841$

	q	c	γ
Forma	1,035	1,038	0,974
Profondità	1,020	1,027	1,000
Inclinazione carico	1,000	1,000	1,000
Inclinazione piano di campagna	1,000	1,000	1,000
Inclinazione piano di posa	1,000	1,000	1,000

CARICO LIMITE SECONDO LA TEORIA DI HANSEN

COEFFICIENTI CORRETTIVI: $A_q=1,056$ $A_c=1,066$ $A_\gamma=0,974$

CARICO LIMITE: $Q_{lim} = 13,01 \text{ Kg/cm}^2 = 1276,28 \text{ kN/m}^2$

4 STIMA DEL MODULO DI REAZIONE VERTICALE DEL TERRENO

La stima del modulo di reazione verticale del terreno (costante di sottofondo) viene effettuata con il metodo suggerito da Bowles, ossia come rapporto tra il carico limite della fondazione ed il cedimento convenzionale ad esso corrispondente. Pertanto, tenendo presente che tale cedimento convenzionale risulta pari ad 1 pollice, risulta:

$$k_s = \frac{q_{ult}}{\Delta H} = C(c \cdot N_c + \bar{q} \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$$

dove $C=40 \text{ m}^{-1}$, corrisponde ad un cedimento ΔH pari a 0.025 m (1 pollice), c è la coesione, $\bar{q}$ è la pressione efficace alla profondità del piano di posa, γ è il peso dell'unità di volume del terreno alla profondità considerata, B la larghezza a contatto con il terreno ed N_c , N_q ed N_γ sono i fattori di capacità portante, calcolati secondo Hansen.

Pertanto, atteso che il carico limite risulta pari a 13.01 kg/cm^2 , il modulo di reazione verticale del terreno si può stimare pari a:

$$k_s = \frac{q_{ult}}{\Delta H} = \frac{13.01}{2.5} = 5.20 \text{ kg/cm}^3$$

ossia:

$$k_s = \frac{q_{ult}}{\Delta H} = \frac{1276.28}{0.025} = 51051 \text{ kN/m}^3$$

5 VERIFICA GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI

Lo schema di fondazioni scelto in fase progettuale consiste in un graticcio di travi rovesce con colonne embedded, ovvero inglobate per una certa altezza nelle travi stesse.

Con riferimento alle caratteristiche del suolo riportate presente relazione geotecnica è stato possibile definire una costante di sottofondo $k_s = 5,2 \text{ kg/cm}^3$.

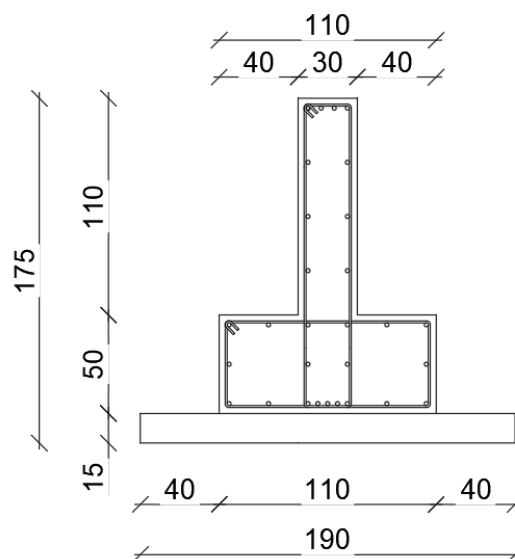


Figura 1– Sezione tipo della trave di fondazione

Sulla base di questa considerazione è stata definita una sezione trasversale della trave di fondazione come riportato in Figura 1.

Con riferimento a tale sezione, si è proceduto alla modellazione in SAP2000 (Figura 2) ed Advance Design del graticcio di travi di fondazione, permettendo di ricavare i diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione con riferimento a ciascuna delle travi rovesce. Per maggiore chiarezza, nella seguente figura si riporta una schematizzazione con l'indicazione della posizione delle travi rovesce rispetto ad un sistema di riferimento collocato al centro del pilastro inferiore di sinistra (Figura 3).

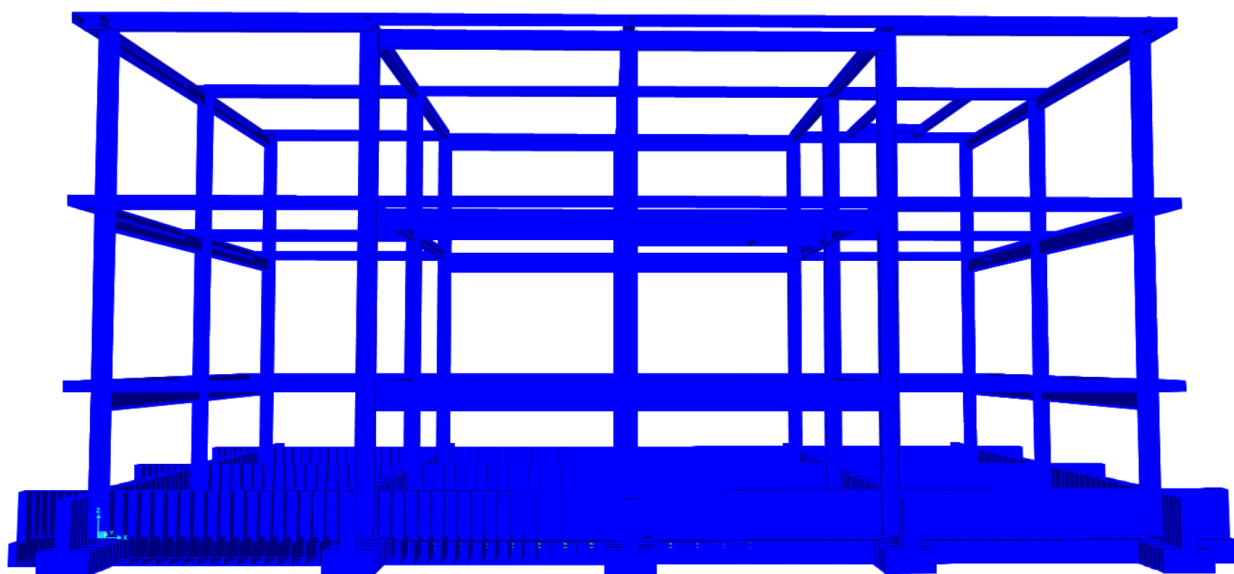


Figura 2 – Modello di SAP2000 con fondazione

I software agli elementi finiti hanno permesso di ricavare i diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione. Si precisa, che tali diagrammi rappresentano l'involuppo di tutte le combinazioni di carico analizzate, con la particolarità che le azioni da sisma sono state valutate con riferimento ad un fattore di comportamento $q=1$.

Dall'analisi del modello strutturale, come riportato nella relazione di calcolo delle fondazioni, risulta che lo spostamento massimo del terreno viene attinto nella combinazione di carico sismica per sisma nella direzione trasversale combinata con 30% dell'azione sismica nella direzione longitudinale. Il valore dello spostamento verticale massimo del terreno risulta pari a 3.15 mm che, pertanto, corrisponde ad una pressione massima sul terreno pari a $5.20 \times 0.315 = 1.638 \text{ kg/cm}^2$. Tale pressione risulta significativamente inferiore al carico limite della fondazione nastriforme che risulta pari a 13.01 kg/cm². Pertanto, il coefficiente di sicurezza risulta pari a $13.01/1.638 = 7.94$.

Pertanto, la verifica geotecnica delle fondazioni risulta soddisfatta.

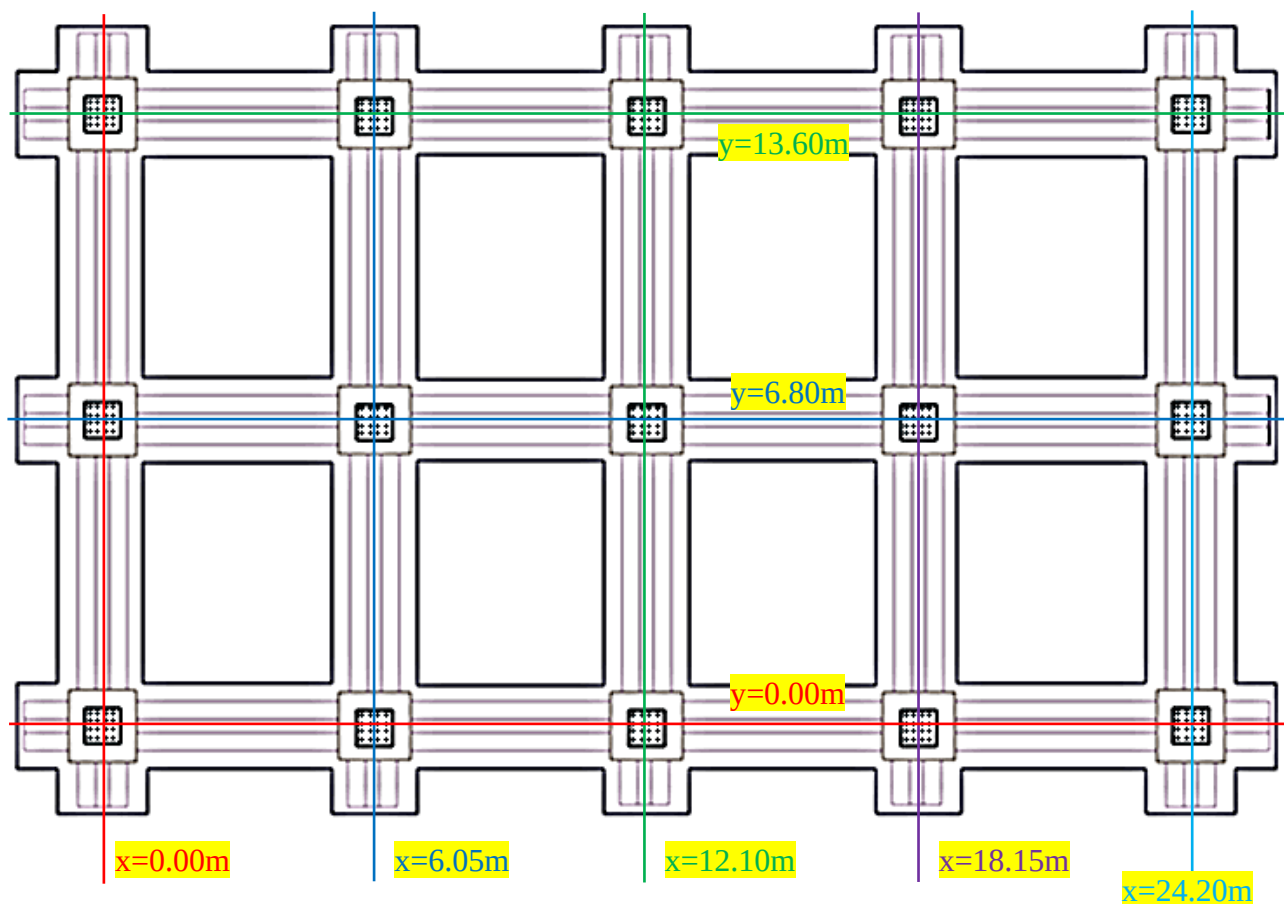


Figura 3 – Graticcio travi di fondazione

Figura 4 – Distinta delle armature e diagrammi del momento sollecitante e resistente con riferimento alle travi rovesce trasversali

Nella condizione di carico per soli carichi gravitazionali, invece, lo spostamento massimo verticale del terreno risulta pari a 2.40 mm e la pressione massima sul terreno è pari a $5.20 \times 0.24 = 1.248$ kg/cmq. Il piano di posa della fondazione si trova ad una profondità pari a 4.10 m dal piano campagna corrispondente ad una pressione in condizione geostatiche pari a circa $1600 \times 4.10 = 6560$ kg/mq = 0.656 kg/cmq. Il grado di compensazione della fondazione risulta pertanto pari a $0.656/1.248 = 0.526$ = 53% in condizioni statiche e pari a $0.656/1.638 = 0.40$ = 40% in condizioni sismiche.

La fondazione si può definire semicompensata.