

**Comune di Palena
Provincia di Chieti**

**13 3 RELAZIONE SULLE
FONDAZIONI**

OGGETTO: MIGLIORAMENTO SISMICO ISTITUTO COMPRENSIVO SITO NEL
COMUNE DI PALENA VIA FRENTANA N.2 (ADEGUAMENTO
MEDIANTE DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE CON TRASFORMAZIONE
IN EDIFICIO NZEB)

COMMITTENTE: Comune di Palena

Il Progettista

(Ing. Domenico Parente)

Il Direttore dei Lavori

Il Collaudatore

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "volume significativo" per l'opera in esame e valuta l'interazione opera/terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni.

Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord.)

"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

3 - INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito, si è proceduto alla progettazione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "volume significativo" dell'opera in esame.

3.1 Prove effettuate e Caratterizzazione geotecnica

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "volume significativo" dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche, riassunte nella relazione geologica.

Le indagini realizzate hanno permesso di ricostruire le seguenti stratigrafie per ognuna delle quali sono state definite le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti.

TERRENI

N _{TRN}	γ _T	K			φ	c _u	c'	E _d	E _{cu}	Terreni
		K _x	K _y	K _z						A _{S-B}
	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Coltre colluviale limo-argilloso										
T001	19.050	12	12	25	17	0,100	0,030	40	40	0,750
Formazione di base limo-argilloso										
T002	20.800	12	12	25	22	0,300	0,015	24	120	0,750

LEGENDA:

N_{TRN}	Numero identificativo del terreno.
γ_T	Peso specifico del terreno.
K	Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K _x), Y (K _y), e Z (K _z).
φ	Angolo di attrito del terreno.
c_u	Coesione non drenata.
c'	Coesione efficace.
E_d	Modulo edometrico.
E_{cu}	Modulo elastico in condizione non drenate.
A_{S-B}	Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

STRATIGRAFIE

N _{TRN}	Q _i [m]	Q _f [m]	Cmp. S.	Add	Stratigrafie ΔEd
[S001]-Scuola Palena					
T001	0,00		coerente	sciolto	nulla
T002	-4,70	INF	coerente	sciolto	nulla

LEGENDA:

N_{TRN}	Numero identificativo della stratigrafia.
Q_i	Quota iniziale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia).
Q_f	Quota finale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia). INF = infinito (profondità dello strato finale).
Cmp. S.	Comportamento dello strato.
Add	Addensamento dello strato.
ΔEd	Variazione con la profondità del modulo edometrico.

NB: Nel caso di fondazioni dirette con stratigrafia, il calcolo del carico limite (q_{lim}) viene fatto su un terreno "equivalente" con parametri geotecnici calcolati come media pesata degli strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità "significativa" (stabilita come "Multiplo della dimensione Significativa della fondazione").

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_i^n [\text{Parametro "J"} (\text{strato}, i) \cdot \text{Spessore} (\text{strato}, i)]}{\text{Profondità significativa}}$$

con $i = 1, \dots, n$ (numero di strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità significativa).

3.2 Idrogeologia

Non è stata riscontrata la presenza di falde acquifere a profondità di interesse relativamente al "volume significativo" investigato.

3.3 Problematiche riscontrate

Durante l'esecuzione delle prove e dall'elaborazione dei dati non sono emerse problematiche rilevanti alla realizzazione delle opere di fondazione.

4 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.

Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:

- fondazioni dirette: Platea in cemento armato di spessore pari a 70 cm poggiata su magrone di spessore non inferiore a cm 10.
-

5 - VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{p.cmp}	Z _{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi							Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ	[N/mm ²]			
Platea 1	6,54	36,86	29,60	90,0 0	0,85	-	NON Coesivo	0,37	1,19	0,12	7,60	16,5 6	6,84	0,051	0,333	N O N O	
Platea 2	3,91	2,95	2,95	90,0 0	2,40	-	NON Coesivo	1,44	1,50	0,42	7,82	16,8 8	7,13	0,115	0,449	N O N O	

LEGENDA:

Id_{Fnd}	Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
CS	Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS ≥ 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
L_{x/Y}	Dimensioni dell'elemento di fondazione.
R_{tz}	Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
Z_{p.cmp}	Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
Z_{Fld}	Profondità della falda dal piano campagna.
Cmp T	Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
C.	Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
Terzag	
hi	
Q_{Ed}	Carico di progetto sul terreno.
Q_{Rd}	Resistenza di progetto del terreno.
R_f	[SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

Dalla relazione geotecnica è risultato il valore di $R_d = 3,33 \text{ Kg/cm}^2$

Mentre dai tabulati di calcolo risulta che il valore di E_d è pari a $0,51 \text{ Kg/cm}^2$

Pertanto essendo verificata la disuguaglianza di cui sopra, si ritiene idonea il tipo di fondazione adottata per l'opera in progetto.

Per semplicità di lettura si riporta la tabella contenente i valori di (R_d e E_d) estrapolata dai tabulati di calcolo.

6 - STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI

I cedimenti delle fondazioni superficiali sono il risultato (l'integrale) delle deformazioni verticali del terreno sottostante la fondazione. Queste deformazioni sono conseguenti ad un'alterazione dello stato di tensione nel sottosuolo imputabile a vari motivi quali il carico trasmesso dalle strutture di fondazione, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo, vibrazioni indotte, scavi eseguiti nei pressi della fondazione.

Nel calcolo eseguito dal software vengono stimati i cedimenti prodotti dai carichi trasmessi dalla fondazione, che sono sempre presenti, e ne è stata valutata l'ammissibilità in condizioni di esercizio.

6.1 Calcolo dell'incremento delle tensioni

Gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo, dai carichi applicati in superficie, sono stati valutati mediante la teoria di Boussinesq, che definisce lo stato di tensione e deformazione indotto in un semispazio elastico da una forza concentrata P agente normalmente al suo piano limite (figura sottostante).

Gli incrementi di tensione nel sottosuolo, che generano i cedimenti, espressi in un sistema di coordinate cilindriche θ, z, r , sono determinate attraverso le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}$$

$$\sigma_r = -\frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[-\frac{3 \cdot r^2 \cdot z}{R^3} + \frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot R}{(R + z)} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^2 \cdot r}{R^5}$$

$$\sigma_\theta = -\frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{(R + z)} \right]$$

dove $R = \sqrt{r^2 + z^2}$.

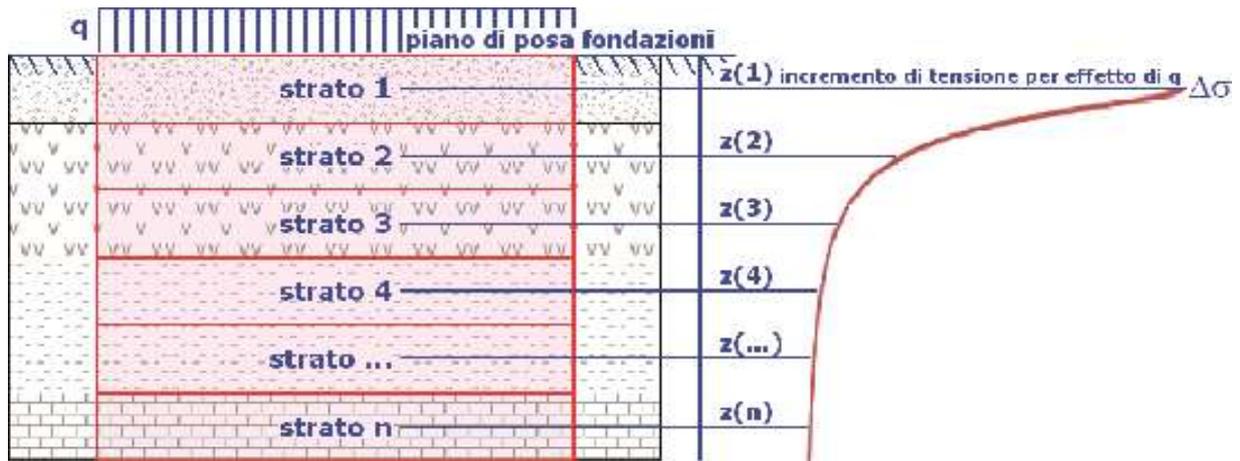
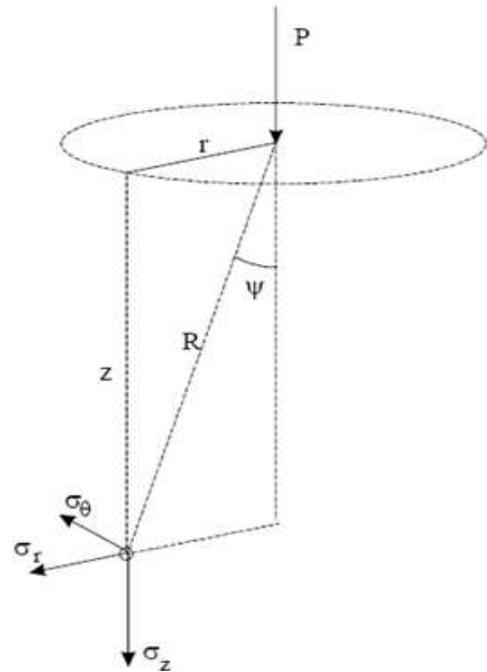
I valori delle tensioni radiali σ_r e tangenti σ_θ , proiettati sugli assi X e Y, diventano:

$$\sigma_x = \sigma_r \cdot \cos(\alpha) - \sigma_\theta \cdot \sin(\alpha);$$

$$\sigma_y = \sigma_r \cdot \sin(\alpha) + \sigma_\theta \cdot \cos(\alpha);$$

dove α è l'angolo formato dal raggio r con l'asse X.

Gli incrementi di tensione sono stati calcolati, per ogni combinazione di carico allo SLE e allo SLD, al centro di strati elementari (substrati) con cui si è discretizzato il sottosuolo in corrispondenza di ogni verticale di calcolo (vedi figura sottostante). L'altezza adottata per il substrato è di 100 cm.



Distribuzione delle forze al contatto del piano di posa

Per poter affrontare il problema in maniera generale, l'area di impronta della fondazione viene discretizzata in areole elementari sufficientemente piccole e si sostituisce all'azione ripartita, competente ad ogni singola areola, un'azione concentrata equivalente. Il terreno a contatto con la fondazione viene corrispondentemente discretizzato in elementi elastici, detti bounds, che lavorano nelle tre direzioni principali XYZ. Le fondazioni trasmettono agli elementi bounds le azioni provenienti dal calcolo in elevazione e su tale modello il solutore determina le azioni F_x, F_y, F_z agenti sul singolo bound. Inizialmente si ritiene il bound elastico e bidirezionale, ossia reagente anche a trazione, e in tale ipotesi viene condotto un calcolo lineare. Se, per effetto di eccentricità, si hanno bounds reagenti a trazione, si ridefinisce il legame costitutivo nell'ipotesi di assenza di resistenza a trazione e si effettua un calcolo NON lineare in cui sono definite aree di contatto parzializzate e vengono esclusi i bounds a trazione.

Attraverso questo procedimento, effettuato per tutte le combinazioni di carico, sono note le reazioni dei bounds compressi e quindi le forze (F_z) da cui calcolare gli incrementi di tensione nel sottosuolo in una serie di punti significativi.

Per ogni verticale in cui si è calcolato il cedimento, l'incremento di tensione nel sottosuolo è stato calcolato sommando gli effetti di tutte le forze elementari.

Inoltre, è stato considerato il *decremento di tensione dovuto allo scavo*, in modo da sottrarre all'intensità del carico applicato il valore della tensione litostatica agente sul piano di posa prima della realizzazione della fondazione.

6.2 Calcolo dei cedimenti

Noti gli incrementi di tensione nei vari strati, per il calcolo dei cedimenti viene adottato il metodo edometrico di Terzaghi, distinguendo tra terreni a grana grossa e terreni a grana fine.

• Terreni a grana grossa

Per questi terreni i cedimenti si estinguono immediatamente per cui il cedimento iniziale (w_0) coincide con quello finale (w_f).

In tal caso, per il calcolo del cedimento, sarebbe indispensabile far ricorso a procedimenti empirici che utilizzano i risultati di prove in sito.

Viste le difficoltà e l'incertezza nella stima di specifici parametri geotecnici, il cedimento è stato valutato utilizzando il metodo edometrico.

• Terreni a grana fina

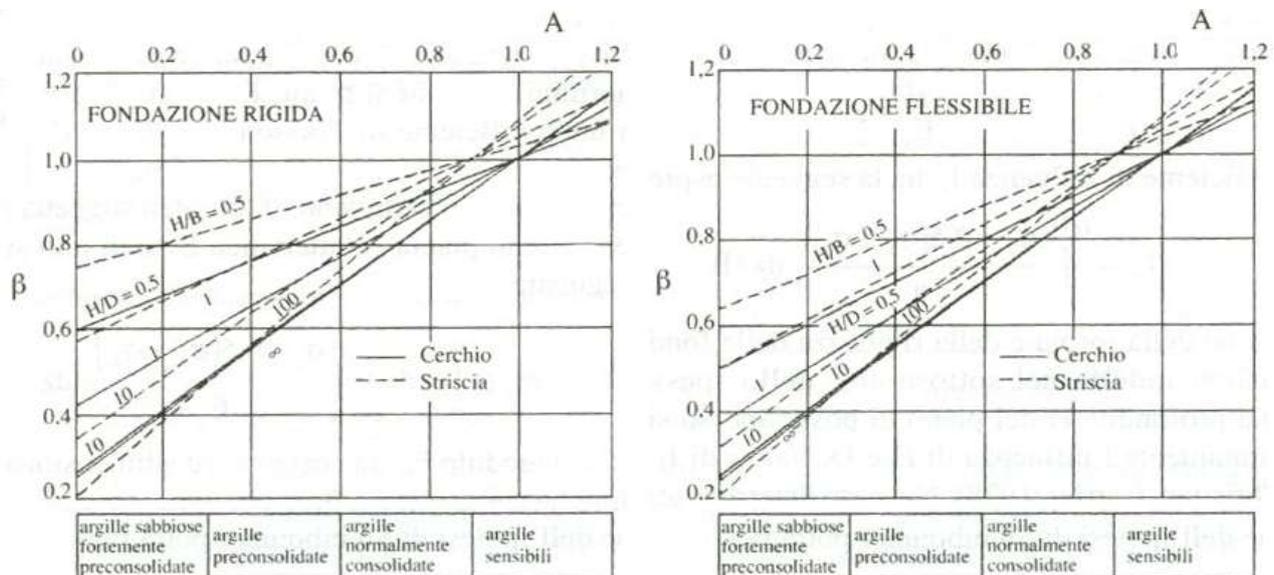
Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni $\Delta\sigma$ nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

$$w_{ed} = \sum_i \frac{\Delta\sigma_i}{E_{ed,i}} \cdot H_i$$

Per la stima del cedimento di consolidazione si utilizza il metodo di Skempton e Bjerrum che esprime tale cedimento come un'aliquota di quello edometrico, pertanto:

$$w_c = \beta \cdot w_{ed}$$

I valori del coefficiente β sono riportati in grafici in funzione della rigidità della fondazione, della forma della fondazione, dello spessore dello strato deformabile e del coefficiente di Skempton "A" (vedi figura sottostante).



Il coefficiente "A" di Skempton può essere ricavato in funzione del grado di consolidazione del terreno come indicato nella seguente tabella.

Grado di consolidazione del terreno	$A_{Skempton}$
basso	0,75 ÷ 1,50
normale	0,50 ÷ 1,00
poco sovraconsolidato	0,20 ÷ 0,50
molto sovraconsolidato	0,00 ÷ 0,25

Il software utilizza il valore medio degli intervalli indicati. Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Il cedimento iniziale w_0 è calcolato con la teoria dell'elasticità in termini di tensioni totali secondo la seguente espressione:

$$w_0 = \frac{q \cdot B}{E_u} \cdot I_w$$

in cui:

- E_u è il modulo di elasticità NON drenato;
- q è il carico (medio ripartito) sulla fondazione;
- B è la larghezza caratteristica della fondazione,
- I_w è il coefficiente di influenza.

Il coefficiente di influenza I_w ha la seguente espressione:

$$I_w = \int_0^{H/B} \frac{\sigma_z - 0.5 \cdot (\sigma_x + \sigma_y)}{q} dz / B$$

in cui H è lo spessore dello strato deformabile e le σ_x e σ_y sono calcolate con un coefficiente di Poisson che, in condizioni NON drenate, è assunto pari a 0,5.

Il modulo di elasticità NON drenato di un terreno può essere ricavato dalla seguente tabella in cui è messo in relazione con la coesione NON drenata (c_u), l'indice di plasticità (I_p) e il grado di consolidazione del terreno (OCR). Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Rapporto $K_u = (E_u / c_u)$			
Grado di consolidazione del terreno (OCR)	$I_p < 0,3$	$0,3 < I_p < 0,5$	$I_p > 0,5$
basso/normale (< 3)	800	400	200
poco sovraconsolidato (da 3 a 5)	500	300	150
molto sovraconsolidato (> 5)	300	200	100

Il cedimento finale è pari a:

$$w_f = w_0 + w_c.$$

6.3 Calcolo delle distorsioni angolari

Noti i cedimenti in un certo numero di punti significativi, è possibile calcolare le distorsioni angolari (β) come:

$$\beta_{ij} = \Delta w_{ij} / L_{ij}$$

dove:

Δw_{ij} : cedimento differenziale tra i punti i e j ;

L_{ij} : distanza tra la coppia di punti i e j .

Sia nel tabulato che nelle tabelle seguenti, per comodità di lettura, sono riportati i valori inversi delle distorsioni angolari, confrontati con il valore inverso della distorsione ammissibile compatibile con la funzionalità dell'intera opera.

GEOTECNICA - VERIFICHE DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI

Geotecnica - Verifiche dei cedimenti differenziali				
Id_w	$Id_{\Delta w}$	$(L/\Delta w)_{i-f}$	$(L/\Delta w)_{lim}$	CS
001	C0021-C0026	1.567,67	200	7,84
002	C0029-C0030	977,30	200	4,89
003	C0030-C0031	2.062,41	200	10,31
004	C0031-C0016	753,25	200	3,77
005	C0004-C0027	766,32	200	3,83
006	C0046-C0044	1.739,07	200	8,70
007	C0003-C0014	547,50	200	2,74
008	C0014-C0028	638,72	200	3,19
009	C0021-C0031	519,27	200	2,60
010	C0031-C0003	653,72	200	3,27
011	C0003-C0034	992,61	200	4,96
012	C0026-C0016	16.480,16	200	82,40
013	C0016-C0028	1.658,39	200	8,29
014	C0028-C0017	1.389,07	200	6,95
015	C0026-C0014	701,05	200	3,51
016	C0014-C0018	814,15	200	4,07
017	C0022-C0023	1.049,40	200	5,25
018	C0023-C0019	2.849,18	200	14,25
019	C0019-C0033	2.397,73	200	11,99
020	C0017-C0008	405,46	200	2,03
021	C0045-C0047	1.842,84	200	9,21

Id _w	Id _{Δw}	(L/ΔW) _{i-f}	(L/ΔW) _{lim}	CS
022	C0006-C0034	2.745,54	200	13,73
023	C0034-C0018	685,19	200	3,43
024	C0018-C0009	461,22	200	2,31
025	C0025-C0010	592,97	200	2,96
026	C0010-C0012	602,38	200	3,01
027	C0012-C0013	877,55	200	4,39
028	C0002-C0005	1.415,78	200	7,08
029	C0001-C0032	2.341,75	200	11,71
030	C0015-C0024	2.078,56	200	10,39
031	C0024-C0011	2.629,06	200	13,15
032	C0011-C0007	973,52	200	4,87
033	C0022-C0029	848,74	200	4,24
034	C0029-C0004	1.686,63	200	8,43
035	C0004-C0025	2.104,00	200	10,52
036	C0019-C0030	471,24	200	2,36
037	C0030-C0027	686,06	200	3,43
038	C0027-C0006	1.269,32	200	6,35
039	C0006-C0012	1.216,80	200	6,08
040	C0012-C0002	774,62	200	3,87
041	C0002-C0001	832,52	200	4,16
042	C0001-C0015	747,06	200	3,74
043	C0033-C0020	459,01	200	2,30
044	C0020-C0021	771,83	200	3,86
045	C0046-C0045	1.237,38	200	6,19
046	C0044-C0047	1.187,26	200	5,94
047	C0008-C0009	1.293,84	200	6,47
048	C0009-C0013	3.480,90	200	17,40
049	C0013-C0005	2.646,86	200	13,23
050	C0005-C0032	1.933,32	200	9,67
051	C0032-C0007	978,46	200	4,89
052	C0022-C0025	2.999,41	200	15,00
053	C0025-C0010	592,97	200	2,96
054	C0010-C0012	602,38	200	3,01
055	C0012-C0013	877,55	200	4,39
056	C0022-C0023	1.049,40	200	5,25
057	C0023-C0019	2.849,18	200	14,25
058	C0019-C0033	2.397,73	200	11,99
059	C0023-C0010	1.628,37	200	8,14
060	C0019-C0012	864,30	200	4,32
061	C0012-C0002	774,62	200	3,87
062	C0002-C0001	832,52	200	4,16
063	C0001-C0015	747,06	200	3,74
064	C0001-C0032	2.341,75	200	11,71
065	C0002-C0005	1.415,78	200	7,08
066	C0008-C0013	1.879,93	200	9,40
067	C0013-C0005	2.646,86	200	13,23
068	C0005-C0032	1.933,32	200	9,67
069	C0032-C0007	978,46	200	4,89
070	C0015-C0007	3.298,30	200	16,49

LEGENDA:

Id_w	Identificativo del Punto Significativo (punto in cui viene calcolato il cedimento).
Id_{Δw}	Identificativo del cedimento differenziale.
(L/ΔW)_{i-f}	Distorsione angolare ([NS] = Non Significativo - per valori di (L/ΔW) _{i-f} maggiori o uguali di 50.000).
(L/ΔW)_{lim}	Distorsione angolare limite.
CS	Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS ≥ 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).

7 - VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

La verifica a scorrimento sul piano di posa della fondazione, eseguita allo SLU (SLV), consiste nel confronto fra la forza agente parallelamente al piano di scorrimento (azione, F_d) e la resistenza (R_d), ossia la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

La resistenza R_d della fondazione allo scorrimento è data dalla somma di tre componenti:

1) Componente dovuta all'attrito F_{RD1} , pari a:

$$F_{RD1} = N_d \cdot \tan \phi;$$

dove:

N_d = carico efficace di progetto, normale alla base della fondazione;
 ϕ = angolo di resistenza a taglio (d'attrito) del terreno a contatto con la fondazione.

2) Componente dovuta all'adesione F_{RD2} , pari a:

$$F_{RD2} = A' \cdot c;$$

dove:

A' = superficie efficace della base della fondazione;

c = coesione del terreno, pari alla coesione efficace (c') in condizioni drenate o alla coesione non drenata (c_u) in condizioni non drenate.

3) Componente dovuta all'affondamento F_{RD3} della fondazione. Tale eventuale contributo resistente è dovuto alla spinta passiva che si genera sul lato verticale della fondazione quando le forze orizzontali la spingono contro lo scavo (incasso).

Si evidenzia che nel caso in cui lo sforzo normale sia di trazione i primi due contributi vengono annullati., nel caso in cui il terreno sia dotato di coesione non drenata e attrito, il programma esegue la verifica a scorrimento ignorando il contributo dovuto all'attrito terra-fondazione e calcola l'aliquota dovuta all'adesione con riferimento alla coesione non drenata.

Si precisa che il valore relativo alla colonna F_{Rd} , di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza allo scorrimento R_d , ossia il rapporto fra la resistenza ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo allo scorrimento della struttura di fondazione su piano di posa, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R è stato assunto pari a **1,10** (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

Sia nei " *Tabulati di calcolo* " che nella tabella seguente si riporta l'esito della suddetta verifica.

GEOTECNICA - VERIFICHE A SCORRIMENTO

Geotecnica - Verifiche a scorrimento

Elm	Dir	N_{Ed} [N]	M_{Ed} [N·m]	V_{Ed} [N]	F_{RD1} [N]	F_{RD2} [N]	F_{RD3} [N]	F_{RD} [N]	CS
Platea 1	B	53.693.024	128.921.024	9.937.543	0	86244583	3538831	89783415	9,03
	L	53.648.556	116.634.376	-8.645.520	0	89841023	4406802	94247824	10,90
Platea 2	B	572.756	-30.252	58.230	0	2417729	1228463	3646192	62,62
	L	621.220	48.857	98.598	0	2416353	1228462	3644815	36,97

LEGENDA:

Elm	Elemento di fondazione su cui si esegue la verifica.
Dir	Direzione di verifica: per Plinti [B]= asse locale 2; [L]= asse locale 3. Per Winkler [B]= asse locale 3; [L]= asse locale 1. Per Platee [B]= asse globale Y; [L]= asse globale X.
F_{RD1}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per attrito terra-fondazione.
F_{RD2}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per adesione.
F_{RD3}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per affondamento.
F_{RD}	Resistenza allo scorrimento.
CS	Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se $CS \geq 100$; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed}	Sollecitazioni di progetto.

Il progettista strutturale

Ing. Domenico Parente

Per presa visione, il direttore dei lavori

...

Per presa visione, il collaudatore

...