

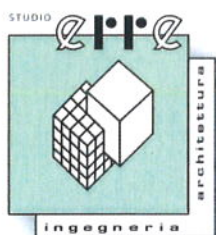


COMUNE DI MONTE URANO

(Provincia di Fermo)

PROGETTO OPERE DI URBANIZZAZIONE E IMPIANTI PER REALIZZAZIONE DI STRUTTURA TEMPORANEA AD USO SCOLASTICO

IL PROGETTISTA



Ing. Luca Renzi

via Toscana, 7
63900 Fermo
tel 333 2743516
luca.renzi@ingpec.eu



IL SINDACO

IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

PROGETTO ESECUTIVO

DATA: FEBBRAIO 2018

OGGETTO:

RELAZIONE DI CALCOLO
DELLE FONDAZIONI

RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA

La presente relazione è relativa al progetto per la costruzione di un nuovo edificio ad uso scolastico, da realizzarsi ad ampliamento della scuola primaria “Don Milani” di Monte Urano (FM) ubicata in via Alfieri.

Le verifiche strutturali riportate nella presente relazione riguardano unicamente il calcolo delle opere da realizzare in cemento armato, ovvero pali di fondazione, travi e cordoli di collegamento. Tutta la struttura metallica sovrastante è stata progettata a firma dell' Ing. Giovanni Lavacchini.

L'edificio in oggetto sarà costituito da un unico corpo di fabbrica avente le seguenti caratteristiche:

- pianta rettangolare 30.5m x 13,5m con piano terra posto alla stessa quota di quello presente nella scuola esistente;
- il solaio della copertura piana è posto a quota +3,60m dalla quota del piano finito;
- struttura in elevazione a profili metallici, incastrata alla base, costituita da pilastri tubolari e travi/controventi a 'C' semplici o accoppiati;
- l'impalcato del piano terra sarà realizzato in lastre prefabbricate alveolari di spessore pari a 20 cm, poggianti sulle travi in c.a. con sezione 40x50 cm, con sovrastante soletta armata di 5 cm gettata in opera; l'impalcato del piano di copertura sarà costituito da profili metallici a C, sia per le travi in acciaio che per i controventi di piano, con stratigrafia da realizzare interamente a secco;
- la struttura di fondazione sarà costituita da n°35 pali trivellati Ø60 cm di lunghezza 14-15 m (n°16 pali lato monte l=14 m, i restanti lato valle l=15m), interasse variabile da 2,8m a 5,4m, incastrati in testa dalle travi in c.a.; tutti i pali avranno la testa posta alla medesima quota, ubicata a z=-100 cm dalla quota del piano finito (quota +253,8m);
- le travi in c.a. principali 40x50cm, portanti per il solaio alveolare, sono disposte parallele rispetto il lato lungo dell'edificio; trasversalmente a dette travi sono presenti cordoli di collegamento, sezione 30x50cm posti in allineamento ai pali;
- la realizzazione dei pali avverrà previo livellamento del piano di imposta della struttura di fondazione, con spessore di sbancamento circa 40 cm e riporto massimo

circa 90 cm.

Le strutture di fondazione del nuovo edificio saranno poste a distanza tale da non interferire con le fondazioni dell'edificio esistente della scuola Don Milani.

RIFERIMENTI NORMATIVI

Il calcolo strutturale e le verifiche sono state condotte nel rispetto delle norme:

- Legge 5 Novembre 1971 n. 1086 - “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”
- Legge 2 Febbraio 1974, n. 64 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”
- DM. 14 Gennaio 2008 - “Norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - “Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”

Parametri normativi

L'edificio in oggetto è stato progettato con riferimento ai seguenti parametri, in accordo con il D.M. 14 Gennaio 2008:

- vita nominale: 50 anni (*opere ordinarie*);
- classe d'uso: III (*costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi*);
- categoria sottosuolo: C (*terreni a grana fine mediamente consistenti*);
- categoria topografica T1 (*superficie pianeggiante*).

Coordinate geografiche del sito:

Comune di Montegranaro, San Liborio Long. 13,6734° Est

Lat. 43,2051° Nord

Parametri per la determinazione degli spettri di risposta (cap. 3.2.3 NTC 2008):

	SLD	SLV
a_g / g	0,078	0,213
F_0	2,495	2,483
T_c	0,293	0,321

Con: a_g = accelerazione orizzontale massima al sito; F_0 = valore massimo del fattore di

amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; T_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

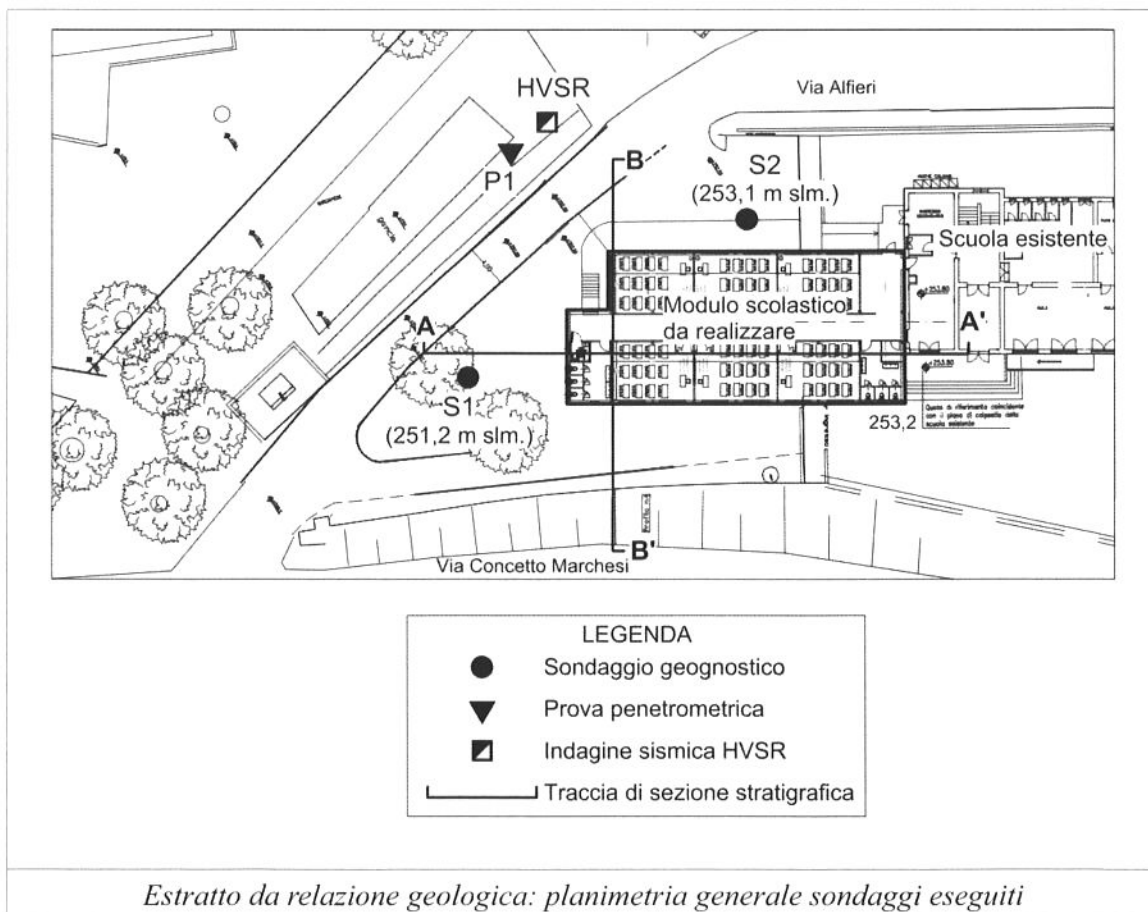
RELAZIONE GEOLOGICO – GEOTECNICA

Lo studio geologico dell'area è stato condotto dal Geologo Dott. Luciano Taddei.

Sono stati eseguiti n° 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino alla profondità massima di 27.5 m dal p.c., dai quali sono stati prelevati n°2 campioni indisturbati di terreno (successivamente sottoposti ad analisi di laboratorio), ed eseguita una prova penetrometrica CPT (spinta fino alla profondità massima di 15 m dal p.c.).

Per la caratterizzazione sismica dei terreni è stata eseguita una indagine di acquisizione sismica passiva HVSR.

Tali prove hanno permesso di determinare la successione litostratigrafica del sito, di seguito riportata.



L'assetto stratigrafico del sito in questione è stato definito dal geologo come caratterizzato essenzialmente da: un primo strato di terreno sciolto e praticamente incoerente, dello spessore compreso tra 2 e 2.5 m, sconsigliato come terreno di fondazione; un secondo strato limo argilloso, dello spessore pari a circa 20m che costituirà il terreno di fondazione, in quanto il substrato costituito dalla formazione delle argille è presente a notevole profondità (circa 23m dal p.c.).

In tutte le prove non sono state osservate percolazioni idriche in corrispondenza delle coltri limoso-sabbiose. Inoltre i litotipi presenti non favoriscono il formarsi di accumuli.

I valori dei parametri geotecnici dei 3 principali litotipi indicati sono quelli caratteristici, ad eccezione di ridotti spessori di terreno di riporto che non vengono caratterizzati:

– **Litotipo A – limo sabbioso - Coltre colluviale –**
(S1 sp. 2.00m, S2 sp. 2,40m)

γ (peso di volume)..... 1800 kg/m³
Kh (coeff. di reazione laterale del terreno) 6,40 kg/cm²

– **Litotipo B – limo argilloso - Coltre colluviale**
(S1 sp. 21.00m, S2 sp. 20,60m)

γ (peso di volume)..... 1900 kg/m³
c' (coesione drenata)..... 0,03 kg/cm²
 ϕ' (angolo di attrito interno)..... 25.2°
Cu (coesione non drenata).....profondità tra 5,0m e 8.5m 1,90 kg/cm²
profondità > di 8.5m 1,50 kg/cm²

Kh (coeff. di reazione laterale del terreno)
tratto con cu=1,90 kg/cm² 3,80 kg/cm²
tratto con cu=1,50 kg/cm² 3,00 kg/cm²
Eed (modulo edometrico).... pressione tra 2,0 a 4 kg/cmq 59,7 kg/cm²
pressione tra 4,0 a 8 kg/cmq 103,2 kg/cm²

– **Litotipo C – Formazione**
(da z=-23m dal piano campagna)

γ (peso di volume)..... 2110 kg/m³
Cu (coesione non drenata)..... 3,67 kg/cm²
Kh (coeff. di reazione laterale del terreno) 7,30 kg/cm²

Secondo il D.M. 14 gennaio 2008 il terreno può essere ascritto alla “**categoria C**”

Il Geologo nella propria relazione, consiglia per l'intervento edilizio in questione, di adottare fondazioni profonde su pali trivellati intestati nel terreno "B" - limo argilloso (oltre colluviale). La scelta della fondazione profonda è stata motivata dal fatto che il terreno più superficiale "A", pur presentando caratteristiche adeguate, è caratterizzato da uno spessore limitato (compreso tra 2.0 e 2.5 m) e risulta particolarmente esposto alle variazioni climatiche stagionali di temperatura e umidità, che possono dar luogo a cedimenti nel caso di fondazioni superficiali.

Ai fini della valutazione della portanza assiale la relazione geologica suggerisce:

- non considerare il litotipo "A" ($s = 2.5\text{m}$);
- per il litotipo "B" considerare due valori di coesione non drenata, sotto ai 5,00 m dal piano campagna, così come riportato in precedenza.

La fondazione, di tipo profondo, interessa sicuramente un volume significativo di terreno. Pertanto, in accordo con quanto riportato nella Circolare C.S.LL.PP. 02/012/2009 n°617, paragrafo 6.2.2, i valori caratteristici dei parametri geotecnici sono stati assunti pari ai valori medi indicati.

Le verifiche di sicurezza sui pali, di natura geotecnica e strutturale, sono state effettuate con l'ausilio del Software "CARL 10,0" (versione 10,06a), edito da Aztec Informatica S.R.L. e regolarmente concesso in licenza al sottoscritto.

AZIONI DI PROGETTO SUI PALI DI FONDAZIONE

Il calcolo delle sollecitazioni agenti sulla testa dei pali è stato condotto a partire dalla relazione di calcolo della struttura di elevazione a firma dell'Ing. Lavacchini Giovanni. Considerando che la struttura metallica in elevazione ad un piano è incastrata alla base, sono state desunte da tale relazione (e relativi allegati) le sollecitazioni massime nelle combinazioni sia SLU che SLV agenti alla base dei pilastri metallici. Le sollecitazioni T e M sono state mantenute invariate (non considerando a favore di sicurezza la quota parte assorbita dalle travi) mentre allo sforzo assiale N è stato sommato il carico del solaio del piano terra gravante per la relativa area di influenza, nelle relative combinazioni di carico (SLU e SLV).

L'analisi dei carichi del solaio del piano terra è così definita:

Solaio alveolare prefabbricato+soletta in opera (s=21.5+5 cm)

Peso proprio del solaio (G1)	434	kg/mq
Carico permanente non strutturale (G2)	340	kg/mq
Carico variabile: affollamento C1 (Qk)	300	kg/mq

Di seguito il calcolo del carico gravante del solaio nelle combinazioni SLU e SLV

$$\begin{aligned}q_{SLU} &= 1,3G1 + 1,5G2 + 1,5Qk &= 1524 \text{ kg/m}^2 \\q_{SLV} &= G1 + G2 + 0,6Qk &= 954 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

Considerando l'area d'influenza massima gravante sui pali centrali pari a:

$$A = 15,66 \text{ m}^2,$$

il carico da sommare agli sforzi assiali, desunti dalla relazione di Ing. Lavacchini, è pari a:

$$\Delta N_{SLU} = 234,2 \text{ kN}$$

$$\Delta N_{SLV} = 146,6 \text{ kN}$$

Di seguito le azioni di carico considerate:

1) Combinazione N _{MAX} (Stati Limite Ultimi)		
N _{MAX}	136,5 + 234,2 = 370,7 kN	37.8 t
M _Y	2,50 kNm	255 kgm
M _Z	1,00 kNm	102 kgm
V _Y	0,45 kN	45,9 kg
V _Z	0,70 kN	71,4 kg

<u>2) Combinazione M_{MAX} (Stati Limite Vita)</u>		
Condizione 1		
N	27,0 +146,6 =173,6 kN	17696 kg
M _{YMAX}	121,0 kNm	12334 kgm
M _Z	30,0 kNm	3058 kgm
V _Y	7,2 kN	734 kg
V _Z	35,5 kN	3619 kg
Condizione 2		
N	21,5 +146,6 =168,1 kN	17136 kg
M _Y	49,0 kNm	4995 kgm
M _{ZMAX}	91,5 kNm	9327 kgm
V _Y	27,1 kN	2763 kg
V _Z	14,0 kN	1427 kg

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE PALI DI FONDAZIONE

Di seguito è riportato il tabulato di calcolo per i pali L=15m, assialmente più sollecitati nella situazione più sfavorevole, ovvero nello spigolo più in basso, considerando uno strato fuori terra di 0.90 m di terreno senza resistenze geotecniche se non il peso proprio, il litotipo “A” per ulteriori 2.0 m, anch'esso senza caratteristiche di resistenza, il litotipo B per i restanti 12.1 m, al quale per i primi 2,1 m non sono state attribuite capacità coesive.

Il calcolo della portanza trasversale è stato condotto ipotizzando la testa del palo impedita di ruotare.

La portanza assiale è stata valutata sia a breve termine (condizioni non drenate) che a lungo termine (condizioni drenate). Per il palo in esame, la condizione più sfavorevole è risultata quella a breve termine, cui fa riferimento il tabulato.

La portanza trasversale, che si oppone all'azione orizzontale di origine sismica (sostanzialmente istantanea), è stata valutata considerando il terreno in condizioni non drenate.

Il tabulato di seguito riportato riguarda i pali di L=15 m: si compone di due verifiche, la prima nella combinazione SLU (carico assiale massimo), la seconda nella combinazione SLV (momento massimo nelle due direzioni principali). Il tabulato di calcolo per i pali L=14 m è riportato in allegato alla presente relazione.

Determinazione della capacità portante

carico verticale che grava sul palo va confrontato con il valore di calcolo della resistenza verticale del palo stesso. Il problema che si pone, quindi, è quello di determinare la capacità portante del palo. Determinata la capacità portante, la resistenza di calcolo verticale del palo si ottiene applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portanza di base (o di punta) e portanza per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

Q_T Portanza totale del palo;

Q_P Portanza di base del palo;

Q_L Portanza per attrito laterale del palo;

W_P Peso proprio del palo.

Le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro. Risulta molto difficoltoso, tranne che in poche situazioni, stabilire quanta parte del carico viene assorbita per attrito laterale e quanta per resistenza alla base.

Nel caso di pali soggetti a trazione la resistenza allo sfilamento vale:

$$Q_T = Q_L + W_P$$

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza rispettivamente γ_b e γ_s .

I coefficienti γ_b e γ_s rappresentano rispettivamente i valori del coefficiente di sicurezza per la portanza di punta e quello per la portanza laterale.

Quindi nel caso di pali compressi abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_P / \gamma_b + Q_L / \gamma_s - W_P$$

Nel caso invece di pali soggetti a sforzi di trazione abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_L / \gamma_s + W_P$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P (c N_c + q_b N_q)$$

dove A_P è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q_b è la pressione del terreno alla quota della punta del palo ed i coefficienti N_c e N_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di profondità.

N_c ed N_q dipendono sia dalla geometria del palo che dalle caratteristiche del terreno angolo di attrito e coesione (ϕ e c).

In letteratura è possibile trovare diverse formule per il calcolo dei valori di N_c ed N_q .

Per pali in argilla in condizioni non drenate ($\phi=0$, $c=c_u$) si assume in genere per N_c il valore proposto da Skempton pari a 9 (valore in corrispondenza della punta del palo) mentre $N_q=1$. Diversi autori hanno proposto altri valori per il fattore N_c ma in generale le variazioni sono abbastanza contenute.

Diverso è il caso del fattore N_q per il quale diversi autori propongono dei valori spesso molto discordanti fra di loro.

In particolare da prove effettuati su pali realizzati in terreni non coesivi, si vede che la variazione della resistenza alla punta non cresce in modo lineare con la profondità, ma raggiunto un certo valore essa si mantiene pressoché costante. Questo fenomeno è stato spiegato da Vesic mettendo in conto un <<effetto arco>> che si manifesta nei dintorni del palo.

Un modo semplice per tener conto del fatto che la resistenza alla punta non può crescere indefinitamente è quello di considerare il diagramma delle pressioni verticali in corrispondenza del palo opportunamente modificato.

In particolare si assume che la pressione verticale σ_v cresca linearmente (pressione geostatica) fino ad una certa profondità z_c ($\sigma_v = \sigma_c$); superata tale profondità il valore della pressione verticale si mantiene costante e pari a σ_c ; in pratica si assume un diagramma bilatero per l'andamento della pressione verticale in corrispondenza del palo.

Il valore di z_c (detta anche profondità critica) dipende dal diametro del palo, D , dalla tecnologia di realizzazione (palo infisso o trivellato) dall'angolo di attrito del terreno ϕ .

Nella determinazione di z_c il valore di ϕ da considerare è funzione del valore dell'angolo di attrito prima dell'installazione del palo, ϕ' , secondo le seguenti relazioni:

Per pali infissi $\phi = 3/4 \phi' + 10$

Per pali trivellati $\phi = \phi' - 3$

A parità di diametro influisce il grado di addensamento del terreno (densità relativa D_r) e la resistenza alla punta cresce con il crescere della densità.

Nella sezione successiva descriveremo le relazioni per la determinazione di N_c ed N_q .

Capacità portante per attrito laterale

La portanza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limiti:

$$Q_L = \int (\tau_a) dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb:

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \operatorname{tg} \delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, e σ_h è la tensione orizzontale alla generica profondità z . La tensione orizzontale σ_h è legata alla pressione verticale σ_v tramite il coefficiente di spinta K_s

$$\sigma_h = K_s \sigma_v$$

Indicando con C il perimetro e con L la lunghezza del palo abbiamo:

$$\int^L (C(c_a + K_s \sigma_v \operatorname{tg} \delta) dz)$$

Analisi del palo soggetto a forze orizzontali (Portanza trasversale)

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo ed il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo. Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto) mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio). Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante di rigidezza elastica, K_h , espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm. La determinazione di questa costante può essere fatta o tramite prove di carico su piastra o mediante metodi analitici (convenzionali). La variazione della costante di Winkler con la profondità dipende dal tipo di terreno in cui il palo è immerso. Ad esempio nel caso di terreni coesivi in condizioni non drenate K_h assume un valore costante con la profondità mentre nel caso di terreni incoerenti la variazione di K_h è di tipo lineare (crescente con la profondità). In generale l'espressione di K_h assume una forma binomia del tipo:

$$K_h(z) = A + B z^n$$

Per l'analisi di pali caricati trasversalmente si utilizza il modello di Winkler. Il palo viene suddiviso in un determinato numero (100) di elementi tipo trave aventi area ed inerzia pari a quella della sezione trasversale del palo. In corrispondenza di ogni nodo di separazione fra i vari elementi viene inserita una molla orizzontale di opportuna rigidezza che schematizza il terreno. Il comportamento delle molle che schematizzano il terreno non è infinitamente elastico ma è di tipo elastoplastico. La singola molla reagisce fino ad un valore limite di

spostamento o di reazione; una volta che è stato superato tale limite la molla non offre ulteriori incrementi di resistenza (diagramma tipo elastoplastico perfetto). Indicando con dy_c la lunghezza del tratto di influenza della molla, con D il diametro del palo la molla avrà una rigidezza pari a:

$$K_m = dy_c \cdot D \cdot K_k$$

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che il terreno può esprimere quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale. La resistenza limite $p_u = p_u(z)$ dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo. In terreni puramente coesivi ($c=c_u$, $\phi=0$) la resistenza cresce dal valore 0 in sommità fino ad un valore limite in corrispondenza di una profondità pari a circa 3 diametri. Il valore limite in tal caso è variabile fra 8 e 12 c_u . Nel caso di terreni dotati di attrito e coesione la resistenza limite ad una generica profondità z è rappresentata dalla relazione (Brinch Hansen):

$$P_u = q \cdot K_{pq} + c \cdot K_{pc}$$

dove:

D diametro del palo

q pressione geostatica alla profondità z

c coesione alla profondità z

K_{pq} , K_{pc} coefficienti funzione dell'angolo di attrito del terreno ϕ e del rapporto z/D .

Broms ha eseguito l'analisi considerando il caso sia di palo vincolato in testa che di palo libero immerso in un mezzo omogeneo. Nel caso di terreni coesivi Broms assume in questo caso un diagramma di resistenza nullo fino ad una profondità pari a $1,5D$ e poi valore costante pari a $9c_u D$.

Nel caso di terreni incoerenti Broms assume che la resistenza laterale sia variabile con la profondità dal valore 0 (in testa) fino al valore $3\sigma_v \cdot K_p \cdot D$ (alla base) essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva espresso da $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$.

Calcolo dei cedimenti verticali dei pali

Il calcolo dei cedimenti viene condotto con il metodo degli elementi finiti.

Determinata la portanza laterale e di punta del palo lo stesso viene discretizzato in n elementi tipo trave aventi area ed inerzia corrispondenti alla sezione trasversale del palo e lunghezza pari ad l_e . Vengono disposte, inoltre, lungo il fusto del palo una serie di molle (una per ogni elemento), coassiali al palo stesso, aventi rigidezza opportuna. Una ulteriore molla viene disposta alla base del palo. Le suddette molle hanno un comportamento elastoplastico. In particolare le molle lungo il fusto saranno in grado di reagire linearmente fino a quando la pressione in corrispondenza di esse non raggiunge il valore limite dell'aderenza palo terreno. Una volta raggiunto tale valore le molle non saranno più in grado di fornire ulteriore resistenza. La molla posta alla base del palo avrà invece una resistenza limite pari alla portanza di punta del palo stesso.

Per la determinazione delle rigidezze delle molle si assume uno spostamento di riferimento pari a $\Delta Y = 0.500$.

La rigidezza della generica molla, posta a profondità z rispetto al piano campagna sarà data da

$$R_i = \frac{(c_a + \sigma_h K_s \tan \delta) \pi D l_e}{\Delta Y}$$

In questa espressione c_a è l'aderenza palo terreno, σ_h è la pressione orizzontale alla profondità z , δ è l'angolo d'attrito palo terreno, K_s è il coefficiente di spinta e D è il diametro del palo.

Indicando con Q_p la portanza alla punta del palo, la rigidezza della molla posta alla base dello stesso è data da:

$$R_p = \frac{Q_p}{\Delta Y}$$

Il processo di soluzione è, naturalmente, di tipo iterativo: a partire da un carico iniziale N_0 si determinano gli spostamenti assiali e quindi le reazioni delle molle. La reazione della molla dovrà essere corretta per tener conto di eventuali plasticizzazioni rispettando le equazioni di equilibrio per ogni passo di carico. Il carico iniziale verrà allora incrementato di un passo opportuno ΔN e si ripeterà il procedimento. Il processo iterativo termina quando tutte le molle risultano plasticizzate.

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione del palo
<i>Forma</i>	Forma del palo ((C)=Costante, (R)=Rastremato)
<i>X</i>	Ascissa del baricentro del palo espressa in [m]
<i>Y</i>	Ordinata del baricentro del palo espressa in [m]
<i>D</i>	Diametro del palo espresso in [cm]
<i>L</i>	Lunghezza del palo espressa in [m]

Descrizione	Forma	X	Y	D	L
Palo 60	(C)	0,00	0,00	60,00	15,00

Materiali palo

Calcestruzzo

Tipo	Rck 250	
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	250,00	[kg/cm ²]
Peso specifico	2500,00	[kg/m ³]
Coeff. di omogeneizzazione	15,00	

Acciaio

Tipo	FeB44K	
Tensione caratteristica di snervamento	4400,00	[kg/cm ²]

Coefficienti di sicurezza sui materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	0.85

Coefficiente di sicurezza sezione	1.50
-----------------------------------	------

Caratteristiche pali

Pali in c.a.

Armatura con ferri longitudinali e spirale

Vincolo in testa di tipo INCASTRO

Tipo di palo TRIVELLATO

Contributo sia della portanza laterale sia della portanza di punta

Descrizione terreni e falda

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
ca	Adesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
ϕ_{min}, ϕ_{med}	Angolo di attrito interno del terreno minimo e medio espresso in gradi
$\delta_{min}, \delta_{med}$	Angolo di attrito palo-terreno minimo e medio espresso in gradi
c_{min}, c_{med}	Coesione del terreno minima e media espressa in [kg/cm ²]
ca_{min}, ca_{med}	Adesione del terreno minima e media espressa in [kg/cm ²]

Parametri caratteristici

Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
Terreno	1800,0	2000,0	0,00	0,00	0,000	0,000
limo sabbioso	1800,0	2000,0	0,00	0,00	0,000	0,000
limo argilloso1	1800,0	2000,0	0,00	0,00	0,000	0,000
limo argilloso2	1900,0	2100,0	0,00	0,00	1,900	0,665
limo argilloso3	1900,0	2100,0	0,00	0,00	1,500	0,530

Parametri minimi

Descrizione	ϕ_{min}	δ_{min}	c_{min}	ca_{min}
Terreno	0,00	0,00	0,000	0,000
limo sabbioso	0,00	0,00	0,000	0,000
limo argilloso1	0,00	0,00	0,000	0,000
limo argilloso2	0,00	0,00	1,900	0,665
limo argilloso3	0,00	0,00	1,500	0,530

Parametri medi

Descrizione	ϕ_{med}	δ_{med}	c_{med}	ca_{med}
Terreno	0,00	0,00	0,000	0,000
limo sabbioso	0,00	0,00	0,000	0,000
limo argilloso1	0,00	0,00	0,000	0,000
limo argilloso2	0,00	0,00	1,900	0,665
limo argilloso3	0,00	0,00	1,500	0,530

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

N	Identificativo strato
$Z1$	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
$Z2$	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
$Z3$	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato
K_w	Costante di Winkler espressa in Kg/cm ² /cm
K_s	Coefficiente di spinta
α	Coefficiente di espansione laterale

Falda non presente.

n°	Z1	Z2	Z3	Terreno	Kw	Ks
α						
1	-0,9	-0,9	-0,9	Terreno di riporto	0,50	0,00
1,00						
2	-2,9	-2,9	-2,9	limo sabbioso	6,40	0,00
1,00						
3	-5,0	-5,0	-5,0	limo argilloso1	3,80	0,58
1,00						
4	-8,5	-8,5	-8,5	limo argilloso2	3,00	0,58
1,00						
5	-20,0	-20,0	-20,0	limo argilloso3	7,30	0,58
1,00						

Normativa

N.T.C. 2008

Calcolo secondo:

Approccio 2

Simbologia adottata

$\gamma_{Gs\text{fav}}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{G\text{fav}}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Qs\text{fav}}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{Q\text{fav}}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti parziali combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G\text{fav}}$	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gs\text{fav}}$	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q\text{fav}}$	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qs\text{fav}}$	1,50	1,30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Coefficienti parziali combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G\text{fav}}$	1,00	1,00

Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_t	1,00	1,00

PALI DI FONDAZIONE

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali

Pali trivellati

		R1	R2	R3
Punta	γ_b	1,00	1,70	1,35
Laterale compressione	γ_s	1,00	1,45	1,15
Totale compressione	γ_t	1,00	1,60	1,30
Laterale trazione	γ_{st}	1,00	1,60	1,25

CARICHI TRASVERSALI. Coefficienti parziali γ_T per le verifiche dei pali.

	R1	R2	R3
γ_T	1,00	1,60	1,30

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate	1	$\xi_3=1,70$	$\xi_4=1,70$
------------------------------	---	--------------	--------------

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0,70$ $\Psi_1=0,50$ $\Psi_2=0,20$

1) COMBINAZIONE N_{MAX} (Stati Limite Ultimi)

Condizioni di carico SLU

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

Fondazione

N_{TOT}	Sforzo normale totale espressa in [kg]
Mx_{TOT}	Momento in direzione X espressa in [kgm]
My_{TOT}	Momento in direzione Y espresso in [kgm]
ex	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
ey	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
β	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
T_{TOT}	Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Condizione n° 1)

Fondazione	N_{TOT}	Mx_{TOT}	My_{TOT}	e_x	e_y	β	T_{TOT}
Palo 60	37788,0	0,0	327,0	0,0	0,0	90,0	72,0

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU - Approccio 2

	γ	Ψ	C
Condizione n° 1	1.00	1.00	1.00

Analisi in condizioni non drenate

Verifica della portanza assiale

Il metodo utilizzato per il calcolo della portanza verticale è: Hansen.

E' stato richiesto di correggere l'angolo di attrito in funzione del tipo di palo (Trivellato/Infisso).

L'andamento della pressione verticale σ_v con la profondità, per il calcolo della portanza di punta, è stata definita come: Pressione geostatica.

Simbologia adottata

Comb	Identificativo della combinazione			
N_c, N_q	Fattori di capacità portante			
$N'_c = f(N_c, s_c, d_c)$				
$N'_q = f(N_q, s_q, d_q)$				
dove:				
s_c, s_q	Fattori di forma			
d_c, d_q	Fattori di profondità			
Pl_{min}, Pl_{med}	Portanza laterale minima e media espressa in [kg]			
Pp_{min}, Pp_{med}	Portanza di punta minima e media espressa in [kg]			
Pd	Portanza di progetto espressa in [kg]			
N	Scarico verticale in testa al palo espresso in [kg]			
η	Coeff. di sicurezza per carichi verticali			

Comb	N_c	N_q	N'_c	N'_q
1	5,14	1,00	13,50	1,00

Comb	Pl_{med}	Pp_{med}	Pl_{min}	Pp_{min}	Pd	N	η
1	108809	46087	108809	46087	65135	37788	1,72

Verifica della portanza trasversale

Costante di Winkler orizzontale definita da STRATO

Criterio di rottura palo-terreno: Pressione limite (Pressione passiva con moltiplicatore = 3,00)

Simbologia adottata

Comb Identificativo della combinazione

Tu Taglio resistente ultimo in testa al palo, espresso in [kg]

Mu Momento resistente ultimo in testa al palo, espresso in [kgm]

Tx Taglio agente in testa al palo, espresso in [kg]

$\eta = T_u/T_x$ Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

Comb	Tu	Mu	Tx	η
1	13748,07	23102,06	72,00	197,07

Momento ultimo della sezione

A _{n1}	A _{n2}	M _{user1}	M _{user2}
28,15	16,08	23102,06	13883,85

Cedimento verticale in testa ai pali

Per il calcolo dei cedimenti è stato utilizzato il metodo degli Elementi Finiti.

Spostamento limite attrito laterale: 0,50 [cm]

Spostamento limite punta: 1,00 [cm]

Simbologia adottata

Comb Identificativo della combinazione

w Cedimento in testa al palo, espresso in [cm]

Combinazione	w
1	0,1845

Descrizione armature

Il progetto e la verifica delle armature sono stati effettuati con il metodo degli stati limite ultimi.

Nei primi 6,00 [m] l'armatura longitudinale è costituita da 14 $\phi 16$ mentre l'armatura trasversale è costituita da staffe $\phi 8 / 20$ [cm].

A partire dalla quota di 6,00 [m] l'armatura longitudinale è costituita da 8 $\phi 16$ mentre l'armatura trasversale è costituita da staffe $\phi 8 / 20$ [cm].

Verifica armature pali

Simbologia adottata

Y ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso espressa in [m]

CS coefficiente di sicurezza

Mu momento ultimo espresso in [kgm]

Nu sforzo normale espresso in [kg]

Tu taglio ultimo espresso in [kg]

Combinazione 1

Y	A _r	M _u	N _u	T _u	CS
0,00	28,15	1034	371961	18944	9,84
0,15	28,15	925	371961	18944	9,82

0,30	28,15	819	371961	18944	9,79
0,45	28,15	713	371961	18944	9,76
0,60	28,15	610	371961	18944	9,73
0,75	28,15	507	371961	18944	9,71
0,90	28,15	407	371961	18944	9,68
1,05	28,15	307	371961	18944	9,65
1,20	28,15	219	371961	18944	9,63
1,35	28,15	141	371961	18944	9,60
1,50	28,15	72	371961	18944	9,57
1,65	28,15	13	371961	18944	9,55
1,80	28,15	38	371961	18944	9,52
1,95	28,15	81	371961	18944	9,50
2,10	28,15	117	371961	18944	9,47
2,25	28,15	146	371961	18944	9,45
2,40	28,15	169	371961	18944	9,42
2,55	28,15	186	371961	18944	9,40
2,70	28,15	199	371961	18944	9,37
2,85	28,15	207	371961	18944	9,35
3,00	28,15	211	371961	18944	9,32
3,15	28,15	213	371961	18944	9,30
3,30	28,15	213	371961	18944	9,27
3,45	28,15	211	371961	18944	9,25
3,60	28,15	208	371961	18944	9,22
3,75	28,15	204	371961	18944	9,20
3,90	28,15	199	371961	18944	9,17
4,05	28,15	192	371961	18944	9,15
4,20	28,15	186	371961	18944	9,13
4,35	28,15	178	371961	18944	9,10
4,50	28,15	170	371961	18944	9,08
4,65	28,15	162	371961	18944	9,06
4,80	28,15	154	371961	18944	9,03
4,95	28,15	145	371961	18944	9,01
5,10	28,15	138	371961	18944	9,07
5,25	28,15	131	371961	18944	9,18
5,40	28,15	125	371961	18944	9,29
5,55	28,15	118	371961	18944	9,40
5,70	28,15	111	371961	18944	9,52
5,85	28,15	104	371961	18944	9,64
6,00	16,08	97	371961	18944	9,76
6,15	16,08	79	325804	18944	8,66
6,30	16,08	73	325804	18944	8,77
6,45	16,08	68	325804	18944	8,88
6,60	16,08	62	325804	18944	9,00
6,75	16,08	57	325804	18944	9,12
6,90	16,08	51	325804	18944	9,25
7,05	16,08	46	325804	18944	9,38
7,20	16,08	41	325804	18944	9,51
7,35	16,08	36	325804	18944	9,64
7,50	16,08	31	325804	18944	9,78
7,65	16,08	27	325804	18944	9,93
7,80	16,08	22	325804	18944	10,08
7,95	16,08	18	325804	18944	10,23
8,10	16,08	13	325804	18944	10,38
8,25	16,08	9	325804	18944	10,55
8,40	16,08	5	325804	18944	10,71
8,55	16,08	2	325804	18944	10,87
8,70	16,08	2	325804	18944	11,00

8,85	16,08	5	325804	18944	11,14
9,00	16,08	8	325804	18944	11,28
9,15	16,08	10	325804	18944	11,42
9,30	16,08	12	325804	18944	11,57
9,45	16,08	13	325804	18944	11,72
9,60	16,08	15	325804	18944	11,88
9,75	16,08	16	325804	18944	12,03
9,90	16,08	16	325804	18944	12,20
10,05	16,08	17	325804	18944	12,37
10,20	16,08	17	325804	18944	12,54
10,35	16,08	17	325804	18944	12,71
10,50	16,08	17	325804	18944	12,90
10,65	16,08	17	325804	18944	13,08
10,80	16,08	17	325804	18944	13,28
10,95	16,08	16	325804	18944	13,48
11,10	16,08	16	325804	18944	13,68
11,25	16,08	15	325804	18944	13,89
11,40	16,08	14	325804	18944	14,11
11,55	16,08	14	325804	18944	14,34
11,70	16,08	13	325804	18944	14,57
11,85	16,08	12	325804	18944	14,81
12,00	16,08	11	325804	18944	15,06
12,15	16,08	11	325804	18944	15,31
12,30	16,08	10	325804	18944	15,58
12,45	16,08	9	325804	18944	15,85
12,60	16,08	8	325804	18944	16,14
12,75	16,08	7	325804	18944	16,43
12,90	16,08	6	325804	18944	16,74
13,05	16,08	6	325804	18944	17,05
13,20	16,08	5	325804	18944	17,38
13,35	16,08	4	325804	18944	17,72
13,50	16,08	4	325804	18944	18,08
13,65	16,08	3	325804	18944	18,45
13,80	16,08	2	325804	18944	18,84
13,95	16,08	2	325804	18944	19,24
14,10	16,08	1	325804	18944	19,66
14,25	16,08	1	325804	18944	20,10
14,40	16,08	1	325804	18944	20,56
14,55	16,08	0	325804	18944	21,04
14,70	16,08	0	325804	18944	21,54
14,85	16,08	0	325804	18944	22,07
15,00	16,08	0	325804	18944	22,63

2) COMBINAZIONE M_{MAX} (Stati Limite Vita)

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

Fondazione

N_{TOT} Sforzo normale totale espressa in [kg]

Mx_{TOT} Momento in direzione X espressa in [kgm]

My_{TOT} Momento in direzione Y espresso in [kgm]

e_x	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
e_y	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
β	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
T_{TOT}	Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Condizione n° 1)

Fondazione	N_{TOT}	M_{xTOT}	M_{yTOT}	e_x	e_y	β	T_{TOT}
Palo 60	17700,0	0,0	15954,0	0,9	0,0	90,0	3619,0

Condizione n° 2 (Condizione n° 2)

Fondazione	N_{TOT}	M_{xTOT}	M_{yTOT}	e_x	e_y	β	T_{TOT}
Palo 60	17136,0	0,0	12090,0	0,7	0,0	90,0	2763,0

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 - Approccio 2 - Sismica

	γ	Ψ	C
Condizione n° 1	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 2 - Approccio 2 - Sismica

	γ	Ψ	C
Condizione n° 2	1.00	1.00	1.00

Analisi in condizioni non drenate

Verifica della portanza assiale

Il metodo utilizzato per il calcolo della portanza verticale è: Hansen.

E' stato richiesto di correggere l'angolo di attrito in funzione del tipo di palo (Trivellato/Infisso).

L'andamento della pressione verticale σ_v con la profondità, per il calcolo della portanza di punta, è stata definita come: Pressione geostatica.

Simbologia adottata

Comb	Identificativo della combinazione			
N_c, N_q	Fattori di capacità portante			
$N'_c = f(N_c, s_c, d_c)$				
$N'_q = f(N_q, s_q, d_q)$				
dove:				
s_c, s_q	Fattori di forma			
d_c, d_q	Fattori di profondità			
P_{lmin}, P_{lmed}	Portanza laterale minima e media espressa in [kg]			
P_{pmin}, P_{pmed}	Portanza di punta minima e media espressa in [kg]			
P_d	Portanza di progetto espressa in [kg]			
N	Scarico verticale in testa al palo espresso in [kg]			
η	Coeff. di sicurezza per carichi verticali			

Comb	N_c	N_q	N'_c	N'_q
1	5,14	1,00	13,50	1,00
2	5,14	1,00	13,50	1,00

Comb	Pl _{med}	Pp _{med}	Pl _{min}	Pp _{min}	Pd	N	η
1	108809	46087	108809	46087	65135	17700	3,68
2	108809	46087	108809	46087	65135	17136	3,80

Verifica della portanza trasversale

Costante di Winkler orizzontale definita da STRATO

Criterio di rottura palo-terreno: Pressione limite (Pressione passiva con moltiplicatore = 3,00)

Simbologia adottata

Comb Identificativo della combinazione
 Tu Taglio resistente ultimo in testa al palo, espresso in [kg]
 Mu Momento resistente ultimo in testa al palo, espresso in [kgm]
 Tx Taglio agente in testa al palo, espresso in [kg]
 $\eta = Tu/Tx$ Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

Comb	Tu	Mu	Tx	η
1	13769,12	23102,06	3619,00	3,80
2	13767,58	23102,06	2763,00	4,98

Momento ultimo della sezione

A _n	A ₁₂	M _{usez1}	M _{usez2}
28,15	16,08	23102,06	13883,85

Cedimento verticale in testa ai pali

Per il calcolo dei cedimenti è stato utilizzato il metodo degli Elementi Finiti.

Spostamento limite attrito laterale: 0,50 [cm]

Spostamento limite punta: 1,00 [cm]

Simbologia adottata

Comb Identificativo della combinazione
 w Cedimento in testa al palo, espresso in [cm]

Combinazione	w
1	0,0864
2	0,0837

Descrizione armature

Il progetto e la verifica delle armature sono stati effettuati con il metodo degli stati limite ultimi.

Nei primi 6,00 [m] l'armatura longitudinale è costituita da 14 $\phi 16$ mentre l'armatura trasversale è costituita da staffe $\phi 8 / 20$ [cm].

A partire dalla quota di 6,00 [m] l'armatura longitudinale è costituita da 8 $\phi 16$ mentre l'armatura trasversale è costituita da staffe $\phi 8 / 20$ [cm].

Verifica armature pali

Simbologia adottata

Y ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso espressa in [m]
 CS coefficiente di sicurezza
 Mu momento ultimo espresso in [kgm]

Nu sforzo normale espresso in [kg]
 Tu taglio ultimo espresso in [kg]

Inviluppo delle due combinazioni

Y	A _r	M _u	N _u	T _u	CS
0,00	28,15	33653	112395	18944	6,35
0,15	28,15	34023	127554	18944	7,16
0,30	28,15	33230	144809	18944	8,08
0,45	28,15	32234	165397	18944	9,18
0,60	28,15	30673	188167	18944	10,38
0,75	28,15	28514	215498	18944	11,82
0,90	28,15	25538	248023	18944	13,53
1,05	28,15	21547	285716	18944	15,49
1,20	28,15	16953	323941	18944	17,46
1,35	28,15	11900	359900	18944	19,29
1,50	28,15	6451	371961	18944	19,83
1,65	28,15	1843	371961	18944	19,72
1,80	28,15	1983	371961	18944	19,61
1,95	28,15	5085	371961	18944	19,50
2,10	28,15	7521	371961	18944	19,39
2,25	28,15	9582	371961	18944	19,28
2,40	28,15	11300	363450	18944	18,74
2,55	28,15	12694	355038	18944	18,20
2,70	28,15	13609	348591	18944	17,78
2,85	28,15	14297	343433	18944	17,42
3,00	28,15	14793	339724	18944	17,14
3,15	28,15	15124	337251	18944	16,92
3,30	28,15	15313	335832	18944	16,76
3,45	28,15	15381	335321	18944	16,65
3,60	28,15	15341	335598	18944	16,58
3,75	28,15	15210	336561	18944	16,54
3,90	28,15	14997	338125	18944	16,53
4,05	28,15	14714	340215	18944	16,55
4,20	28,15	14371	342766	18944	16,58
4,35	28,15	13975	345719	18944	16,64
4,50	28,15	13534	348977	18944	16,71
4,65	28,15	13056	352330	18944	16,79
4,80	28,15	12528	355914	18944	16,87
4,95	28,15	11891	359690	18944	16,97
5,10	28,15	11365	362870	18944	17,22
5,25	28,15	10884	365832	18944	17,56
5,40	28,15	10388	368940	18944	17,91
5,55	28,15	9880	371961	18944	18,27
5,70	28,15	9364	371961	18944	18,48
5,85	28,15	8844	371961	18944	18,70
6,00	16,08	8321	371961	18944	18,93
6,15	16,08	6832	325804	18944	16,78
6,30	16,08	6377	325804	18944	16,99
6,45	16,08	5927	325804	18944	17,20
6,60	16,08	5482	325804	18944	17,42
6,75	16,08	5045	325804	18944	17,65
6,90	16,08	4615	325804	18944	17,88
7,05	16,08	4194	325804	18944	18,11
7,20	16,08	3783	325804	18944	18,35
7,35	16,08	3381	325804	18944	18,60
7,50	16,08	2990	325804	18944	18,86
7,65	16,08	2609	325804	18944	19,12
7,80	16,08	2238	325804	18944	19,39

7,95	16,08	1876	325804	18944	19,67
8,10	16,08	1525	325804	18944	19,96
8,25	16,08	1183	325804	18944	20,25
8,40	16,08	849	325804	18944	20,56
8,55	16,08	523	325804	18944	20,84
8,70	16,08	229	325804	18944	21,06
8,85	16,08	32	325804	18944	21,29
9,00	16,08	261	325804	18944	21,53
9,15	16,08	461	325804	18944	21,77
9,30	16,08	632	325804	18944	22,02
9,45	16,08	777	325804	18944	22,27
9,60	16,08	898	325804	18944	22,53
9,75	16,08	996	325804	18944	22,79
9,90	16,08	1074	325804	18944	23,06
10,05	16,08	1132	325804	18944	23,34
10,20	16,08	1174	325804	18944	23,63
10,35	16,08	1199	325804	18944	23,92
10,50	16,08	1211	325804	18944	24,21
10,65	16,08	1210	325804	18944	24,52
10,80	16,08	1198	325804	18944	24,83
10,95	16,08	1176	325804	18944	25,16
11,10	16,08	1146	325804	18944	25,49
11,25	16,08	1109	325804	18944	25,83
11,40	16,08	1065	325804	18944	26,17
11,55	16,08	1017	325804	18944	26,53
11,70	16,08	964	325804	18944	26,90
11,85	16,08	908	325804	18944	27,28
12,00	16,08	850	325804	18944	27,66
12,15	16,08	790	325804	18944	28,06
12,30	16,08	729	325804	18944	28,48
12,45	16,08	668	325804	18944	28,90
12,60	16,08	606	325804	18944	29,34
12,75	16,08	546	325804	18944	29,79
12,90	16,08	487	325804	18944	30,25
13,05	16,08	430	325804	18944	30,73
13,20	16,08	375	325804	18944	31,22
13,35	16,08	322	325804	18944	31,73
13,50	16,08	272	325804	18944	32,26
13,65	16,08	225	325804	18944	32,81
13,80	16,08	182	325804	18944	33,37
13,95	16,08	142	325804	18944	33,95
14,10	16,08	107	325804	18944	34,56
14,25	16,08	76	325804	18944	35,18
14,40	16,08	50	325804	18944	35,83
14,55	16,08	29	325804	18944	36,51
14,70	16,08	13	325804	18944	37,21
14,85	16,08	3	325804	18944	37,93
15,00	16,08	0	325804	18944	38,69

Considerazioni sulla riduzione della portanza per effetto di gruppo

In generale il valore della portanza di un palo isolato può differire dalla portanza dello stesso palo se questo risulti all'interno di un gruppo di pali; si definisce pertanto il fattore E detto efficienza della palificata.

Per palificate in terreni incoerenti, l'esperienza di alcuni autori ha mostrato che l'efficienza risulta non minore dell'unità; nei terreni coesivi, invece, l'efficienza risulta minore dell'unità.

Per un gruppo di pali costituito da m file di pali con n pali per ciascuna fila il calcolo dell'efficienza è stato valutato con la formulazione empirica di Converse Labarre:

$$E = 1 - \frac{\arctan(i/d)}{\pi/2} \cdot \frac{(m-1) \cdot n + (n-1) \cdot m}{m \cdot n}$$

nella quale i e d rappresentano, rispettivamente, l'interasse fra i pali del gruppo e il diametro del palo.

Nel caso in esame è stata valutata l'efficienza per un $i = 3,8$ m, essendo l'interasse medio minimo nelle due direzioni, con m e n sono pari a 4 e 9, a seconda della direzione considerata.

Tutti i pali hanno diametro Φ pari a 0,60 m. È stata pertanto valutata l'efficienza:

$$E=0,84$$

Valutato tale coefficiente di riduzione della capacità portante si riportano le verifiche di capacità portante, riportate in precedenza, decurtando i valori di resistenza per il coefficiente E

Comb.	Carico assiale max [t]	Carico trasversale max [t]	Portanza assiale [t]				Portanza trasversale[t]			
			palo singolo		eff. gruppo		palo singolo		eff. gruppo	
			15 m	14 m	15m	14m	15 m	14 m	15m	14m
SLU	37.8	0,1	65,1	60,5	54,7	50,8	13,7	11,5	14,0	11,7
SLV	17.7	3,6								

Le verifiche di portanza, sia assiale che trasversale, dei pali di fondazione risultano tutte soddisfatte anche considerando l'effetto di gruppo.

CALCOLO DELLE TRAVI DI FONDAZIONE

Per il calcolo delle sollecitazioni agenti sulle travi in cemento armato di fondazione 40x50 cm e dei cordoli di collegamento trasversali 30x50 cm sono stati considerati i carichi gravanti dei solai e le sollecitazioni dei pilastri metallici soprastanti, riportate in precedenza.

I momenti sollecitanti provenienti dai pilastri sono stati trasferiti, secondo le relative rigidezze, in parte alle travi ed in parte ai pali di fondazione.

Lo sforzo normale sollecitante N è stato valutato secondo quanto riportato nel par. 7.2.5.1 delle NTC 2008, ovvero:

$$N_{ed,max} = \pm N_{sd} \cdot a_{max}/g$$

dove

$N_{sd}=370.7$ kN valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati, valutato pari a, a_{max}/g è il rapporto tra l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito e l'accelerazione gravitazionale, valutato pari a 0,29.

Attraverso il software Gelfi sono state valutate quindi le capacità resistenti, sia in termini di Momento M , che di sforzo assiale N (verifica a tenso-flessione). Le verifiche a taglio sono state condotte con foglio di calcolo redatto dal sottoscritto progettista.

Le travi longitudinali principali hanno sezione pari a 40x50 cm, mentre i cordoli di collegamento, trasversali hanno sezione pari a 30x50 cm.

Le travi sono armati con barre $\Phi 16$ e staffe $\Phi 8$. Per i dettagli e posizioni si vedano le tavole allegate.

Di seguito si riportano le azioni sollecitanti considerate e le relative verifiche effettuate, che risultano soddisfatte, rispettando tutte le prescrizioni dalla Normativa vigente *DM 14/01/08*.

Le verifiche sono state condotte nelle combinazioni più gravose, ovvero agli appoggi e in campata, per le relative sollecitazioni massime. Di seguito si riportano i valori delle verifiche effettuate per le due tipologie di travi, con le immagine relative a tali verifiche.

TRAVE 40X50 cm	M_{Edmax+} campata [kNm]	M_{Edmax-} appoggi [kNm]	V_{Edmax} appoggi [kN]	N_{ed,max} PAR.7.2.5.1. NTC2008 [kN]	M_{Rd+} campata [kNm]	M_{Rd-} appoggi [kNm]	V_{Rd} campata [kN]	V_{Rd} appoggi [kN]
SLU	90,3	129,0	203,6	± 43,7	146,8	277,8	254,4	254,4
SLV	57,5	133,3	143,0	± 43,7				

CORDOLI 30X50 cm	M_{Edmax+} campata [kNm]	M_{Edmax-} appoggi [kNm]	V_{Edmax} appoggi [kN]	N_{ed,max} PAR.7.2.5.1. NTC2008 [kN]	M_{Rd+} campata [kNm]	M_{Rd-} appoggi [kNm]	V_{Rd} campata [kN]	V_{Rd} appoggi [kN]
SLU	25,8	41,7	40,9	± 43,7	93,2	192,2	203,5	203,5
SLV	23,5	114,0	51,1	± 43,7				

Le verifiche delle travi a tensoflessione ($N_{Rd}-M_{Rd} > N_{ed}-M_{ed,max}$) e a taglio ($V_{Rd} > V_{ed,max}$) risultano tutte soddisfatte sia in campata che agli appoggi, nelle tabelle sottostanti sono riportate le schermate date dal software.

Risultano soddisfatte anche le verifiche alla fessurazione, riportate al punto 4.1.2.2.4.6 delle NTC2008: la verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta è riferita ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_1 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_1 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

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

Titolo : trave principale 40x50 appoggi

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8,04	3,8
2	16,08	46,2
3	2,26	25

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -43,7 kN
M_{Ed} 133,3 kNm
M_{xEd} 0
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 277,8 kN m

Materiali B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{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
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 16,36 ‰
d 46,2 cm
x 8,142 x/d 0,1762
 δ 0,7

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

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

Titolo : trave principale 40x50 campata

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8,04	3,8
2	8,04	46,2
3	2,26	25

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -43,7 kN
M_{Ed} 90,3 kNm
M_{xEd} 0
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 146,8 kN m

Materiali B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{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
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 29,12 ‰
d 46,2 cm
x 4,958 x/d 0,1073
 δ 0,7

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

Verifica resistenza N-M travi principali 40x50cm, sezioni agli appoggi (sopra) e in campata (sotto).

fck [Mpa]	25	→	fcd=	14,1666667 Mpa	
fyk [Mpa]	450	→	fyd=	391,304348 Mpa	
d [mm]	460				
bw [mm]	400				
σcp [Mpa]	0	→	αc=	1	
Asw [mmq]	100,52				
s [mm]	160				
As [mmq]	804				
θ [°]	45	=	0,78539816 rad	1,00	
θ [°]	21,8	=	0,38056904 rad	2,50	
α [°]	90	=	1,57079633 rad		
coprif. [mm]	35				
Ac [mmq]	198000				
u [mm]	1790				
um[mm]	1510				
t [mm]	110,61				
A [mmq]	140250,00				
TAGLIO					
V _{rsd} =	254395,0 N				} Valori calcolati con il valore di θ ottenuto imponendo V _{rcd} = V _{rsd} e per α = 90° (staffe)
V _{rcd} =	404536,0 N				
V _{rd} =	254395,017 N,	=	25932,2138 Kg		
Verifica resistenza V _{rd} travi principali 40x50cm					

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

Titolo: **CORDOLI 30X50 CM APPOGGI**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,06	4
2	12,06	46

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -43,7 kN
M_{xEd} 114 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 192,2 kNm

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{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
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 25,47 ‰
d 46 cm
x 5,558 x/d 0,1208
 δ 0,7

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

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

Titolo: **CORDOLI 30X50 CM CAMPATA**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,03	4
2	6,03	46

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -43,7 kN
M_{xEd} 25,8 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 93,2 kNm

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{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
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 32,94 ‰
d 46 cm
x 4,418 x/d 0,09604
 δ 0,7

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

Verifica resistenza N-M cordoli 30x50cm, sezioni agli appoggi (sopra) e in campata (sotto).

fck [Mpa]	25	→	fcd= 14,1666667 Mpa	
fyk [Mpa]	450	→	fyd= 391,304348 Mpa	
d [mm]	460			
bw [mm]	300			
σcp [Mpa]	0	→	αc= 1	
Asw [mmq]	100,52			
s [mm]	200			
As [mmq]	804			
θ [°]	45	=	0,78539816 rad	1,00
θ [°]	21,8	=	0,38056904 rad	2,50
α [°]	90	=	1,57079633 rad	
coprif. [mm]	35			
Ac [mmq]	148500			
u [mm]	1590			
um[mm]	1310			
t [mm]	93,40			
A [mmq]	97750,00			
TAGLIO				
Vrsd=	203516,0 N			
Vrzd=	303402,0 N			
Vrd=	203516,014 N,	=	20745,771 Kg	Valori calcolati con il valore di θ ottenuto imponendo Vrzd = Vrsd e per α = 90° (staffe)
Verifica resistenza Vrd cordoli 30x50cm				

CALCOLO DEL SOLAIO DEL PIANO TERRA

Il calcolo del solaio prefabbricato del piano terra di tipo alveolare sarà a cura della Ditta prefabbricatrice. L'impresa appaltatrice dei lavori, ne dovrà fornire n°3 copie debitamente sottoscritte dal progettista, per essere depositate al Genio Civile come integrazione della pratica.

Il Calcolatore

TABULATI DI CALCOLO
- VERIFICA PALI DI FONDAZIONE , $L=14m$ -

(si veda il CD allegato)

VALIDAZIONE CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

(si veda CD allegato)