COMUNE DI MACERATA FELTRIA

Provincia di Pesaro e Urbino

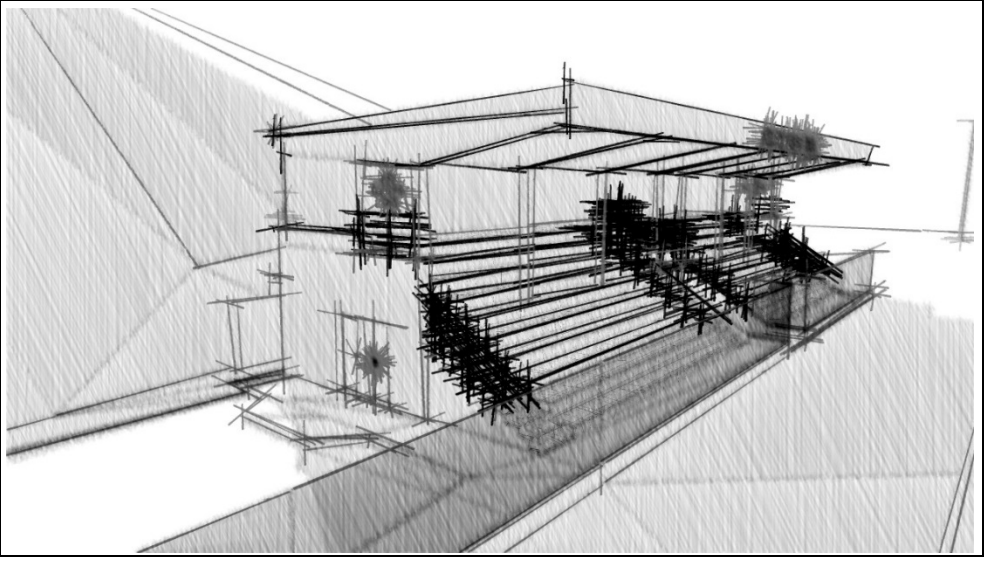
Via G. Antimi n.14 - C.A.P. 61023

Codice Fiscale e Partita I.V.A.00360620413

INTERVENTI DI RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE E MIGLIORAMENTO ENERGETICO IMPIANTI SPORTIVI IN LOC. PRATO - COMPLETAMENTO

PROGETTO ESECUTIVO

6.9a	**RELAZIONE STRUTTURALE**



Macerata Feltria, 24 aprile 2019

Il Progettista **arch. rossano rastelli** *Enarkè associati*	**Il R.U.P.** Il RUP-Settore IV Cristian Dott. Gabrielli

RELAZIONE GENERALE E DI CALCOLO MURO DI SOSTEGNO E SOLETTE PER APPOGGIO CONTAINER

Sono illustrate nella presente la formazione di solette di appoggio per container e i risultati delle verifiche necessarie per la realizzazione di un muro di sostegno a gravità.

GENERALITA'

Si prevede la formazione di solette di appoggio di container prefabbricati i quali dovranno essere idonei a sopportare il carico neve e vento caratteristici della zona in oggetto (di seguito si allegano i valori di tali azioni).

AZIONE DELLA NEVE PAR. 3.4 NTC18

1.DEFINIZIONE DEI DATI

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota as ≤ 1500 m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello indicato in tabella, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per altitudini as ≥ 1500 m s.l.m. si dovrà fare riferimento a valori statistici locali utilizzando comunque valori non inferiori a quelli previsti per 1500m

1.1 a_s (altitudine sul livello del mare): 350 [m]

1.2 zona: Zona I - Mediterranea

Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza	q_{sk} = 1,50 kN/m² $a_s \leq 200$ m $q_{sk} = 1{,}39\ [1+(a_s/728)^2]$ kN/m² $a_s > 200$ m
Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese	q_{sk} = 1,50 kN/m² $a_s \leq 200$ m $q_{sk} = 1{,}35\ [1+(a_s/602)^2]$ kN/m² $a_s > 200$ m
Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona	q_{sk} = 1,00 kN/m² $a_s \leq 200$ m $q_{sk} = 0{,}85\ [1+(a_s/481)^2]$ kN/m² $a_s > 200$ m
Zona III Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo	q_{sk} = 0,60 kN/m² $a_s \leq 200$ m $q_{sk} = 0{,}51\ [1+(a_s/481^2]$ kN/m² $a_s > 200$ m

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si fa riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.
Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti,
il periodo di ritorno dell'azione si riduce come di seguito specificato:
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà TR ≥ 5 anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi d un anno, si assumerà TR ≥ 10 anni.

2 CALCOLO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

q_{sk} valore caratteristico della neve al suolo **1,81** **[kN/m²]**

3 CALCOLO DEI COEFFICIENTI

3.1 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per modificare il valore del carico della neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Normalmente si adotta **Ce=1.** Si riportano in tabella i coefficienti consigliati per le diverse classi di topografia.

Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1,1

3.1.1 Classe di topografia: **Normale**

Il coefficiente di esposizione vale: c_E **1,00**

3.2 Coefficiente termico

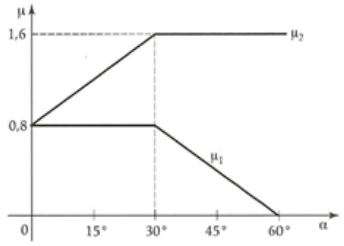
Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente
tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato **Ct = 1**.

Il coefficiente topografico vale: c_t **1,00**

3.2 Coefficiente di forma

3.2.1 Inclinazione della falda α (1) 0 [deg]
3.2.2 Inclinazione della falda α (2) 0 [deg]

3.2.3 Legge di variazione del coefficiente di forma:



μ1 (α_1)	**0,80**
μ1 (α_2)	**0,80**
μ2 (α)	**0,80**

	$0° \le \alpha \le 30°$	$30° < \alpha < 60°$	$\alpha \ge 60$
μ1 (α)	0,80	$0.8(60-\alpha)/30$	0,00
μ2 (α)	$0.8+0,8\ \alpha/30$	1,60	0,00

4 CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

q_s (carico neve sulla copertura [N/m²]) = $\mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$

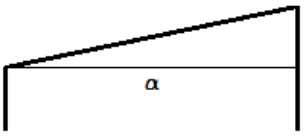
μ_i (coefficiente di forma)
q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m²])
C_E (coefficiente di esposizione)
C_t (coefficiente termico)

4.1 Combinazione per il caso di copertura ad una falda

Inclinazione falda	0 [deg]

1,45 kN/mq | μ1

μ1	0,80



AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Classe di rugosità del terreno:

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D. Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati.

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):	350	[m]
Distanza dalla costa	30	[km]
T_R (Tempo di ritorno):	50	[anni]
Categoria di esposizione	III	

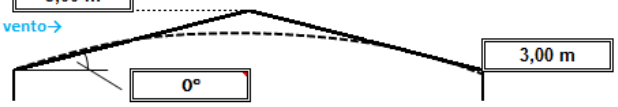
Altezza del colmo della copertura, rispetto al suolo e inclinazione della falda sopravento

E' consigliabile calcolare la pressione del vento per ogni facciata del fabbricato modificando i parametri per ogni caso. Nel caso di studio su prospetto di timpano, la valutazione della pressione del vento si conduce come se la copertura fosse piana e la parete alta fino alla linea di colmo. Nel caso di coperture a padiglione, la valutazione delle pressioni si esegue su ogni facciata del fabbricato utilizzando di volta in volta l'angolo della falda investito dal vento. Nel caso di coperture curve, si deve inserire l'angolo della retta tangente al bordo della copertura, in sostanza l'angolo di attacco della copertura. (per cupole a tutto sesto l'angolo è di 90°, per cupole a sesto ribassato è minore di 90°). Nel caso di studio su prospetto piano l'analisi si conduce come su prospetto di timpano. Si osserva che oltre alle pressioni andrebbe considerata anche la forza tangenziale esercitata dal vento sul fabbricato. Generalmente essa si trascura, è necessaria modellarla solo per grandi coperture piane ad esempio: coperture di grandi capannoni industriali. Il foglio di calcolo è utilizzabile per fabbricati a base rettangolare.

La copertura è curva: **no**

H di colmo **3,00 m**

Direzione del vento→



3,00 m H di gronda

*Vale sia per le falde che per le cupole (a base rettangolare)

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	ks	C_a
3	27	500	0,37	1,000

$v_b = v_{b,0} * ca$

ca =1 per as ≤ a0

ca = 1 + ks (as/a0 - 1) per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 27,00 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2$ (ρ = 1,25 kg/m³)

Pressione cinetica di riferimento qr 456,29 [N/m²]

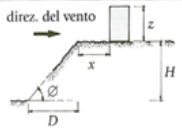
CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8] c_d **1,00**

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

1	2	3
Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina	Costruzioni ubicate sul livello superiore	Costruzioni ubicate su di un pendio
		
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 - 0{,}1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$

Coefficiente β				Coefficiente γ			
per:	$\frac{z}{H} \leq 0{,}75$	$0{,}75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per:	$\frac{H}{D} \leq 0{,}10$	$0{,}10 < \frac{H}{D} \leq 0{,}30$	$\frac{H}{D} > 0{,}3$
β	$\beta = 0{,}5$	$\beta = 0{,}8 - 0{,}4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	γ	$\gamma = 0$	$\gamma = 5\left(\frac{H}{D} - 0{,}10\right)$	$\gamma = 1$

Caso selezionato: Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale: c_t **1,00**

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di z=200m valgono le seguenti espressioni

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0)\,[7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$

$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

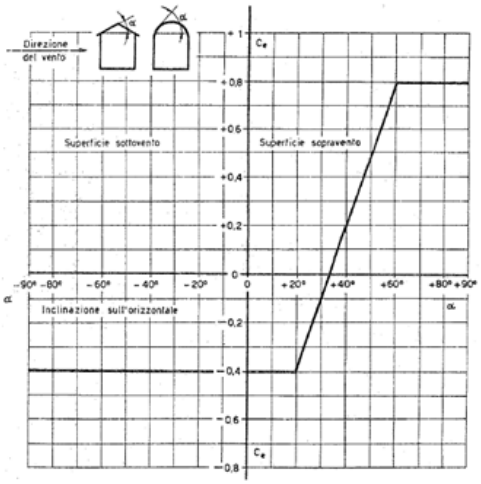
k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0,20	0,10	5,00

Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,min}$	**1,71**	z < 5,00
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,gronda}$	**1,71**	z = 3,00
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,colmo}$	**1,71**	z = 3,00

Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

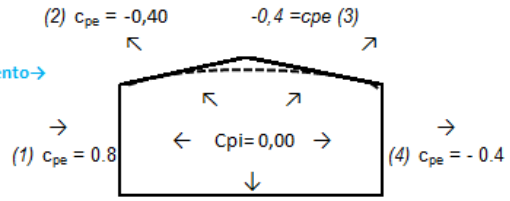


Costruzioni completamente stagne

Configurazione più svantaggiosa

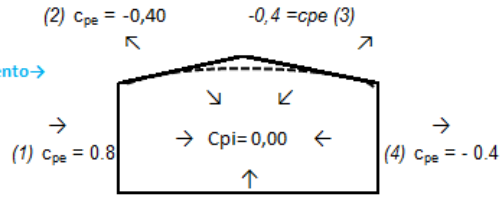
Configurazione A

(1) parete sopravento	c_p 0,80
(2) copertura sopravento	c_p -0,40
(3) copertura sottovento	c_p -0,40
(4) parete sottovento	c_p -0,40



Configurazione A

(1) parete sopravento	c_p 0,80
(2) copertura sopravento	c_p -0,40
(3) copertura sottovento	c_p -0,40
(4) parete sottovento	c_p -0,40



Configurazione B

PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

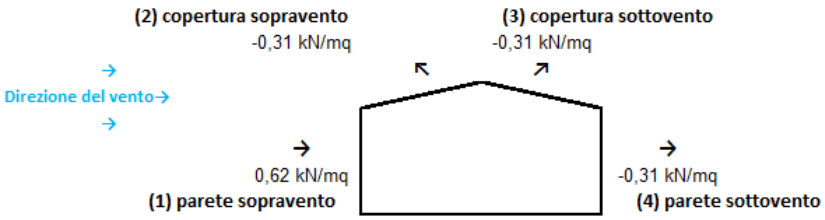
Valori massimi della pressione per ogni elemento

p (pressione del vento) = $q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$

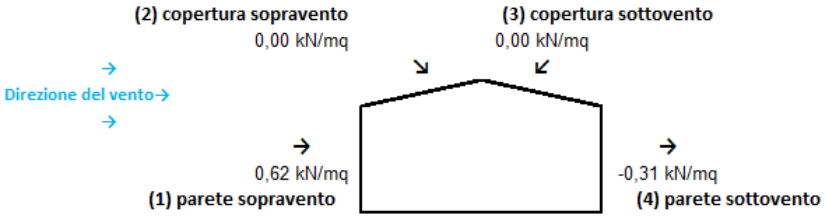
c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

	p [kN/m²]	c_d	c_t	c_e	c_p	P [kN/m²]
(1) par. sopravent.	0,456	1,00	1,00	1,708	0,80	0,62
(2) cop. sopravent	0,456	1,00	1,00	1,708	-0,40	-0,31
(3) cop. Sottovent	0,456	1,00	1,00	1,708	-0,40	-0,31
(4) par. sottovent.	0,456	1,00	1,00	1,708	-0,40	-0,31



Valori medi della pressione per ogni elemento (da utilizzare per caricare il modello FEM)



PRESSIONI DEL VENTO IN DIREZIONE TANGENZIALE [§3.3.5]

Tipo di superficie: Scabra

Pressione tangenziale del vento qtan **15,58** **[N/m²]**

*Si applica solitamente alle superfici piane di grande estensione

I carichi verticali agenti sulle solette sono stati desunti da schede tecniche di container di 16’ e 20’

utilizzabili allo scopo richiesto.
Sarà cura del direttore lavori verificare che i container effettivamente utilizzati abbiano caratteristiche simili a quelli sotto descritti o comunque verifichino le condizioni e le azioni descritte nella presente relazione.

GTX CONTAINEX

Descrizione tecnica

PREFABBRICATO MODULARE USO UFFICIO, PREFABBRICATO SANITARIO e PREFABBRICATO MODULARE DI COLLEGAMENTO

1.5 Capacità di carico

1.5.1 Capacità di carico standard [1/2/3]

Capacità di carico del pavimento:	
Piano terreno:	carico utile max.: 2,0 kN/m² (200 kg per m²)
Primo piano:	carico utile max 1,5 kN/m² (150 kg per m²) Nel caso di trasverse doppie sul pavimento, al piano terra si raggiunge un carico utile massimo ammissibile di 4,0 kN/m² (400 kg/m²).
Capacità di carico neve a terra caratteristica:	Per sovrapposizioni fino a massimo due piani * s_k 1,50 kN/m² (150 kg/ m²) Coefficiente di sagoma $\mu = 0{,}8$ $(s = \mu_1 * s_k = 1{,}2$ *kN/m² (120 kg/m²))* Per sovrapposizioni fino a massimo tre piani s_k 1,25 kN/m² (125 kg/ m²) Coefficiente di sagoma $\mu = 0{,}8$ $(s = \mu_1 * s_k = 1{,}0$ *kN/m² (100 kg/m²))*
Carico del vento v_b:	Per sovrapposizioni fino a massimo due piani * v_b = 27 m/s, [97,2 km/h] categoria di classificazione terreno III Per sovrapposizioni fino a massimo tre piani v_b = 25 m/s, [90 km/h] categoria di classificazione terreno III

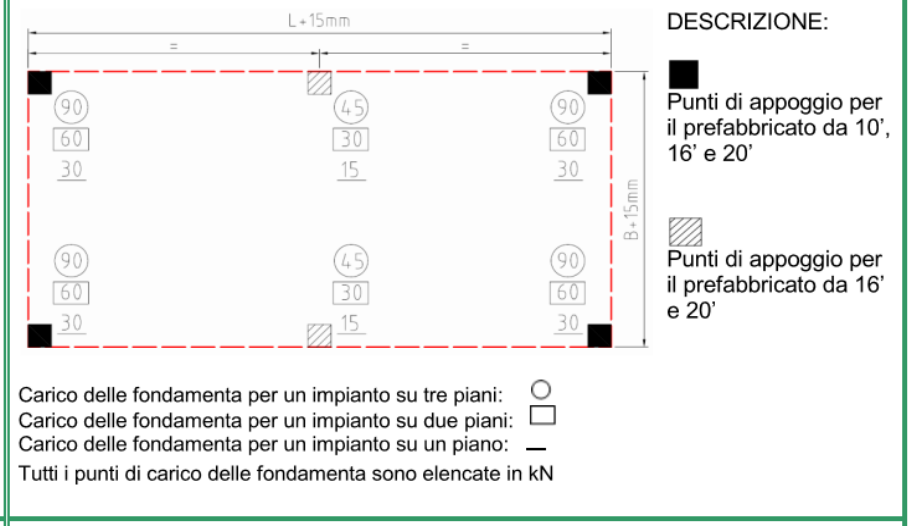
* eccetto per moduli prefabbricati ad uso ufficio e ad uso sanitario di 24' e 30'

9.3 Planimetria generale delle fondamenta per i prefabbricati da 10', 16' e 20' (capacità di carico conformi a 1.5.1.)

Per ogni singolo prefabbricato deve essere predisposto un piano di appoggio delle fondamenta con almeno 4 punti di appoggio per il prefabbricato da 10' e di 6 punti di appoggio per i prefabbricati da 16' e 20'. Il punto di appoggio minimo delle fondamenta deve avere una dimensione di 20x20 cm, ma va considerato lo stato attuale del terreno, così come le normative locali e adattate allo stato di carico massimo del terreno. Gli adattamenti alle fondamenta devono essere predisposte dall'acquirente o dal locatario.

Lunghezza del prefabbricato (l); larghezza del prefabbricato (b)

Esempio: prefabbricato singolo



Visti i modesti carichi verticali (per container ad 1 piano di 16' e 20') per unità di superficie circa 0,165 kg/ cm^2 (sup. minima di appoggio 12 mq e carico max container 15.000 kg + peso soletta 6000 kg) si considera sufficiente inserire una soletta doppiamente armata di spessore 20 cm appoggiata su un vespaio costituito da macerie rullate fino ad una idonea profondità che consenta di trasferire i carichi al di fuori della zona interessata dal terreno vegetale superficiale (circa - 50/60 cm).

Viene inoltre di seguito effettuato il calcolo di un **muro di sostegno a gravità** costituito da gabbioni metallici di forma prismatica (parallelepipedo) costituiti da una rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale e riempiti con materiale lapideo di idonea pezzatura. I vari elementi sono saldamente uniti tra loro mediante legatura con filo metallico al fine di ottenere una struttura di natura monolitica.
Tali gabbioni sono utilizzati sia per la fondazione (dim 1x1x1,5 m) che per la parte in elevazione (dim 1x1x1 m).
L 'opera è situata in zona sismica II. I dati che la caratterizzano sono: l'accelerazione orizzontale massima attesa ag su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale che è desunto direttamente dalla pericolosità di riferimento attualmente fornita dallo INGV; Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; Tc* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale. Fo e Tc* sono calcolati in modo che gli spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento forniti dalle NTC approssimino al meglio i corrispondenti spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento derivanti dalla pericolosità di riferimento.

Per il sito in esame valgono i seguenti valori:
- Sito di costruzione: Macerata Feltria
- Vita nominale dell'edificio: anni 50
- Tipo di costruzione II
- Classe d'uso dell'edificio II
- Condizione Topografica di tipo T1 ---> St = 1,00

Stato limite di salvaguardia della vita
- Periodo di Ritorno del sisma = anni 474
- Accelerazione massima ag attesa: 0,175 (g/10)
- Fattore Fo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: 2,44
- Periodo Tc* di inizio del tratto a velocità costante dello spettro: 0,33 s
- Categoria di suolo di tipo A ---> Ss = 1,00 Cc = 1,00
- Periodo Tb = 0,11 s
- Periodo Tc = 0,33 s
- Periodo Td = 1,67 s
- Accelerazione di picco = 0,017 [g]
- Amplificazione rispetto all'accelerazione di picco = 0,043 [g]

NORMATIVA DI RIFERIMENO

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione e' la seguente:

1) Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, e strutture metalliche (Legge 05/11/71, n.1086 e D.M. 14/02/92 e D.M. 09/01/96).
2) Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche (Legge 2/02/74 n.64 e D.M. 16/01/96).
3) Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi (D.M. 16/01/96).
4) Norme tecniche per le costruzione NTC 2018 e relativa circolare

UNITA' DI MISURA

Si adottano le seguenti unita' di misura:

[lunghezze] = m
[forza] = kgf
[pressioni] = kgf/mq
[resistenze] = kgf/cmq
[temperat.] = °C

ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Per la risoluzione degli schemi di calcolo si è utilizzato il programma Opere di Sostegno distribuito dalla Dario Flaccovio Editore. Qui vengono sintetizzate le considerazioni sul modello di calcolo utilizzato.

IPOTESI DI CALCOLO E PRESCRIZIONI GENERALI

I muri di sostegno hanno la funzione di assorbire la spinta del terreno quando non si può disporre il terreno secondo la pendenza naturale d'equilibrio, che coincide pressochè (per la presenza di coesione

intrinseca) con la curva o linea di naturale declivio definita dall'angolo di attrito.
Il calcolo della spinta viene svolto in funzione delle caratteristiche geotecniche del terrapieno e del terreno di fondazione, degli spostamenti del muro e degli eventuali sovraccarichi.
Per i muri liberi di ruotare la spinta viene calcolata ipotizzando che alle spalle del muro il terrapieno abbia mobilitato l'intera resistenza a taglio, il che si verifica se il muro ruota o trasla di una opportuna quantità verso l'esterno fino a raggiungere le condizioni di stato limite attivo.
Le sollecitazioni agenti su di un muro di sostegno sono costituite da: spinta esercitata dal terrapieno e dall'eventuale sovraccarico; peso proprio del muro; azioni esercitate dal terreno sulla fondazione; eventuali azioni sismiche.
Il calcolo del muro si può considerare un problema di tipo piano, cioè ci si riferisce ad una lunghezza unitaria del muro e il comportamento è identico in ogni sezione ortogonale all'asse longitudinale del muro.
A tergo del muro si dovrà realizzare un drenaggio in grado di garantire, anche nel tempo, un adeguato smaltimento delle acque piovane o di falda, qualora presenti, e di controllare e regolare la filtrazione e le pressioni neutre delle acque del sottosuolo.

CALCOLO DELLA SPINTA

Il metodo più antico per il calcolo della spinta, basato sull'equilibrio limite globale di masse di terreno poste alle spalle del muro, è dovuto a Coulomb (1776). Esso presuppone delle superfici di scorrimento piane, passanti per l'estremità inferiore del muro; viene pertanto esaminato l'equilibrio del cuneo di terreno così delimitato: dal paramento interno, dalla superficie di scorrimento e dal piano limite del terrapieno; su tale cuneo agiscono la forza peso ed eventuali sovraccarichi presenti.
Il metodo può essere applicato nel caso più generale di inclinazione del paramento interno, del terrapieno ed in presenza di sovraccarichi; inoltre viene considerata anche l'eventuale scabrezza della parete, detta anche angolo d'attrito terreno- parete, il cui valore e segno dipendono dallo spostamento relativo terra-muro e dalle caratteristiche della superficie di contatto.
Ipotizzando una generica superficie di rottura inclinata dell'angolo alfa rispetto all'orizzontale, si determinano le forza agenti sul cuneo di spinta:
- il peso proprio P;
- la risultante Q delle azioni normali e tangenziali lungo la superficie di rottura; - la spinta Sa applicata ad un terzo dell'altezza h della parete ed inclinata dell'angolo di attrito terra-muro rispetto alla normale al paramento interno del muro.
Per l'equilibrio del cuneo in condizioni limiti di rottura si può determinare, dal poligono delle forze, l'espressione della spinta in funzione dell'angolo alfa. Ad ogni superficie di scorrimento, e quindi per ogni angolo alfa, compete un valore della spinta Sa che rappresenta il valore minimo della forza che assicuri l'equilibrio.
Il problema quindi consiste nella determinazione dell'angolo alfa critico a cui corrisponde il massimo dei minimi valori della spinta capaci di equilibrare il cuneo; tale valore rappresenta l'azione che il muro eserciterà sul terrapieno in condizioni limiti.
Per la determinazione di tale angolo è necessario imporre la condizione di stazionarietà della spinta rispetto all'angolo alfa stesso, ricavando, così, l'espressione della spinta Sa = 1/2*Ka*gamma*h^2, dove Ka è il coefficiente di spinta attiva, gamma è il peso specifico del terreno, h è l'altezza del muro.
La differenza tra la teoria di Coulomb e quella di Rankine è che la prima considera una condizione di equilibrio limite globale e non puntuale; la teoria di Coulomb, inoltre, permette di tener conto della resistenza tangenziale muro-terreno e può essere applicata in condizioni geometriche molto più varie di quella di Rankine.
Per la determinazione della spinta nel caso di sovraccarichi, si trasforma il sovraccarico stesso in un'altezza equivalente di terreno avente lo stesso peso dell'unità di volume del terreno costituente il

terrapieno. L'aliquota di spinta si suppone applicata ad h/2. Per tener conto dell'incremento di spinta dovuto all'azione sismica si considera il metodo proposto da Mononobe-Okabe, attualmente adottato dalla normativa italiana per le costruzioni in zona sismica.
Il metodo è una generalizzazione del metodo di Coulomb per il calcolo della spinta in condizioni statiche. Esso consiste infatti nell'introdurre una forza fittizia, proporzionale al peso del cuneo di distacco, ipotizzato da Coulomb, secondo un coefficiente Kb, il quale dipende dall'accelerazione prevista per un prescelto terremoto di progetto.
La normativa prescrive che per le opere di sostegno in zona sismica, oltre al valore della spinta statica, si deve considerare l'incremento di spinta dato dalla differenza tra la spinta Fs esercitata dal terreno retrostante in condizioni sismiche e quella statica F, dove Fs= A*F'.
Il valore di A dipende dall'angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale e dall'arctg(C) con C coefficiente di intensità sismica. F', invece, è la spinta calcolata sommando all'angolo tra l'intradosso del muro con la verticale ed all'angolo di inclinazione del terreno rispetto all'orizzontale di una quantità pari all'arctg(C).
La normativa prescrive, inoltre, di considerare una forza d'inerzia orizzontale dovuta alla massa del muro ed applicata nel suo baricentro pari al prodotto del peso proprio del muro per il coefficiente di intensità sismica.
Per i muri a mensola la forza d'inerzia deve comprendere anche il peso di terreno
che grava sulla mensola interna della fondazione.

VERIFICHE

1) Verifica al ribaltamento.

La spinta esercitata dal terrapieno (compreso l'eventuale sovraccarico) tende a far ruotare il muro intorno al piede; a tale rotazione si oppongono il peso del muro, il peso del terreno posto al di sopra della suola, la spinta passiva a valle (che normalmente si trascura a vantaggio di sicurezza. Il coefficiente di sicurezza è pari al rapporto tra il momento delle forze stabilizzanti ed il momento delle forze ribaltanti rispetto allo spigolo anteriore della fondazione.

2) Verifica allo slittamento.

Alle componenti della spinta esercitata dal terrapieno e dall'eventuale sovraccarico nella direzione dello slittamento verso valle, si oppongono le forze resistenti per attrito e/o adesione all'interfaccia fra l'intradosso della suola di fondazione ed il terreno; esse rappresentano le componenti, nella direzione dello slittamento, delle forze verticali agenti sulla fondazione (peso proprio del muro, del terreno e dell'eventuale sovraccarico, componente verticale della spinta).
Il grado di sicurezza è il rapporto tra la risultante delle forze resistenti lungo
la direzione di slittamento all'interfaccia terreno-fondazione e la risultante delle
predette componenti delle spinte.
La resistenza allo scorrimento si può incrementare realizzando una superficie inclinata o tramite un dente (superficie inclinata fittizia), oppure realizzando effettivamente inclinata la fondazione. In tal modo la risultante R delle forze agenti sul piano di fondazione inclinato presenta, rispetto alle sue componenti su un piano di fondazione orizzontale, una componente di scorrimento T parallela al piano di fondazione (inclinato) molto minore, ed una maggiore componente normale N.

3) Verifica al carico limite.

La verifica al carico limite del complesso fondazione-terreno si effettua confrontando la tensione normale massima sul piano di posa della fondazione con la tensione del terreno al limite di rottura.

4) Verifica di stabilità globale.

La crisi dei muri di sostegno può avvenire per lo scorrimento di un volume più o meno esteso di terra causato dal superamento della tensione tangenziale ultima su una superficie. La verifica si esegue per tentativi perchè non è possibile definire a priori la superficie interessata; fissatane una, la stabilità è

verificata se non si ha rotazione intorno ad un asse comunque scelto; analiticamente la condizione è soddisfatta se il momento resistente, rispetto ad un polo, è maggiore del momento di scorrimento, rispetto allo stesso polo, delle forze che tendono a provocarlo.
Le forze agenti sono i pesi del terreno, del muro e dell'eventuale sovraccarico agente sul volume interessato, nonchè le reazioni trasmesse al volume dal terreno circostante. Lo scivolamento inizia quando si supera la resistenza tangenziale ultima del terreno, la quale, se non c'è coesione, è proporzionale al prodotto della componente della reazione ortogonale alla superficie moltiplicata per la tangente dell'angolo di attrito; in presenza di coesione, al valore precedente si aggiunge il contributo della coesione stessa. Lo scivolamento ha inizio quando il momento rispetto ad O dei pesi diventa maggiore di quello resistente costituito dalle forze R di aderenza sulla superficie di scorrimento.
I pesi del terreno e delle forze di aderenza si valutano eseguendo la discretizzazione del volume di terreno interessato; scelto un centro O ed un raggio della circonferenza di tentativo, il volume di terreno viene suddiviso in strisce verticali.
Il procedimento si dovrebbe ripetere per altre superfici fino a trovare il minimo valore del coefficiente, che corrisponde alla circonferenza critica. In realtà viene effettuato solo per la situazione limite per la circonferenza passante per il centro di rotazione e per il punto d'incontro del cuneo di spinta con la superficie superiore del terreno.
Il centro O della circonferenza è individuato dall'intersezione della mediana della corda che unisce i suddetti due punti con la verticale passante per il baricentro del muro. In tal modo si individua un coefficiente di sicurezza che è molto prossimo a quello della effettiva superficie critica.
Si trascurano le strisce a valle essendo di altezza modesta e trattandosi di terreno rimosso le cui caratteristiche sono difficilmente definibili.

AFFIDABILITA' DEI CODICI UTILIZZATI
Le basi teoriche del codice di calcolo sono state riportate in parte nei paragrafi precedenti e con maggiore dettaglio nel manuale del programma Opere di Sostegno della Dario Flaccovio Editore. Il manuale comprende dettagliate indicazioni su come fornire i dati ed interpretare i risultati, nonché esempi svolti che possono essere utilizzati per il controllo.

VALIDAZIONE DEI CODICI
Il tipo di modello strutturale utilizzato e la documentazione a disposizione consentono un controllo dettagliato dei risultati e non rendono necessaria altra validazione dei codici di calcolo utilizzati.

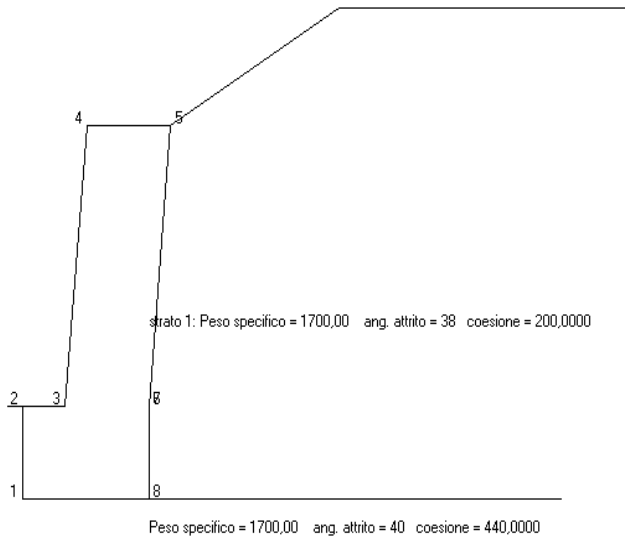
MODALITA' DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI
L'output del programma riporta dettagliatamente i dati geometrici e di carico ed i risultati ottenuti, ciascuno con le relative unità di misura, consentendo un pieno controllo.

APPROCCI DI CALCOLO
Secondo la normativa tecnica le verifiche vanno effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:
Approccio 1 combinazione 1 (A1+M1+R1);
Approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2);
Approccio 2 (A1+M1+R3)

I coefficienti parziali A1 ed A2 si riferiscono ai carichi agenti e si applicano, quindi, ai carichi permanenti ed ai carichi variabili. Il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti strutturali se contribuiscono al comportamento dell'opera con il loro peso, resistenza e rigidezza.
I coefficienti parziali M1 ed M2 si riferiscono ai parametri geotecnici del terreno e si applicano, quindi, alla tangente dell'angolo di resistenza a taglio ed alla coesione.
I coefficienti parziali R1, R2 ed R3 si applicano direttamente alle resistenze del terreno, cioè alla capacità portante, allo scorrimento ed alla resistenza del terreno a valle.
La verifica alla stabilità globale va effettuata solo con l'approccio 1 comb. 2.

DIMENSIONI GEOMETRICHE DEL MURO
Spessore della parete in testa = m. 1,00
Spessore della parete al piede = m. 1,00
Altezza della parete = m. 3,00
Pendenza paramento interno = gradi 95,00
Spessore interno della fondazione = m. 1,00
Spessore esterno della fondazione = m. 1,00
Lunghezza mensola interna = m. 0,00
Lunghezza mensola esterna = m. 0,50
Profondità del piano di posa = m. 1,00
Il muro è a gravità.

CARATTERISTICHE DEL TERRENO
Pendenza del terreno rispetto all'orizzontale = gradi 32,00
Il terreno è con paramento spezzato.
Lunghezza tratto inclinato = m. 2,00
Numero di strati di terreno = 1,00
Terreno di fondazione:
  Peso specifico del terreno di fondazione = kg/mc 1700,00
  Angolo di attrito interno del terreno di fondazione = gradi 40
  Coefficiente attrito terra-fondazione = 0,577
  Coesione del terreno di fondazione = kg/mq 440,00
Strato di terreno n. 1:
  Altezza dello strato di terreno = m. 4,00
  Peso specifico dello strato di terreno = kg/mc 1700,00
  Angolo di attrito interno dello strato di terreno = gradi 38
  Angolo di attrito terra-muro dello strato = gradi 28
  Coesione dello strato di terreno = kg/mq 200,00
  Modulo edometrico dello strato di terreno = kg/cmq38,00



CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI
Peso specifico del muro in gabbionati metallici riempiti di inerti = kg/mc 1750,00

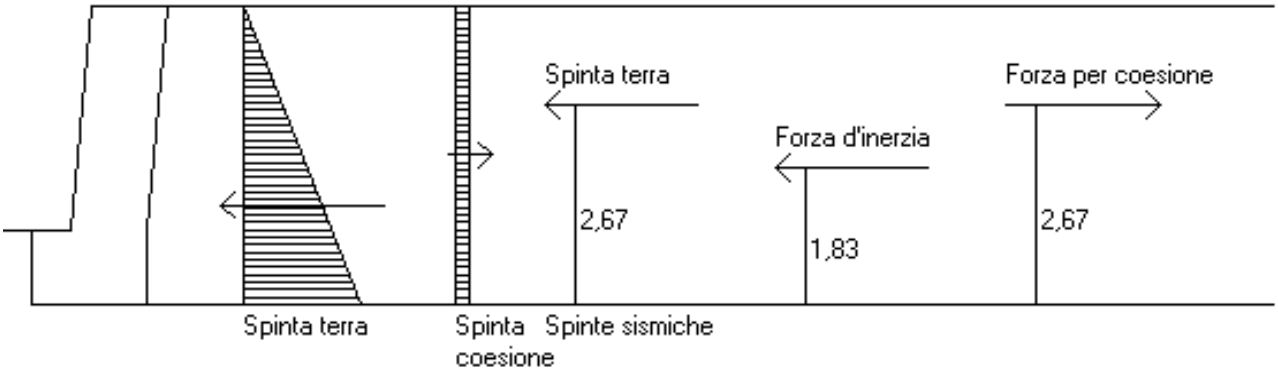
VALORI DELLE SPINTE AGENTI SUL MURO
Si utilizza il coefficiente di spinta per profilo di terreno spezzato
Coefficiente di spinta attiva dello strato n. 1 = 0,224

Spinta della terra = kg. 3041,57
Distanza dal piede = m. 1,33

Spinta negativa per coesione = kg. -605,33
Distanza dal piede = m. 2,00

Incremento di spinta sismica (incluso la forza d'inerzia) = kg. -503,90
Distanza dal piede = m. 2,75
Forza d'inerzia = kg. 53,20

Spinta totale = kg. 1932,35
Componente orizzontale della spinta = kg. 1738,67
Componente verticale della spinta = kg. 1424,99
Distanza dal piede = m. 0,7



RISULTATI DELLE VERIFICHE EFFETTUATE
Area della sezione del muro = mq. 4,50
Peso del muro = kg. 7875,00
Ascissa baricentro = m. 1,00
Ordinata baricentro = m. 1,83
Peso del terreno sulla mensola interna = kg. 0,00

VERIFICA ALLA ROTAZIONE
Momento stabilizzante = kgm 10138,87
Momento ribaltante = kgm 1310,71
Coefficiente di sicurezza = 7,74 > 1: **verificato**

VERIFICA ALLO SLITTAMENTO
Forze resistenti = kg 4295,85
Forze di slittamento = kg 1738,67
Pendenza fondazione = gradi 0,00
Coefficiente di sicurezza = 2,47 > 1: **verificato**

VERIFICA AL CARICO LIMITE
Carico limite = kg/cmq 2,00
Eccentricità = cm -19,93 interno al nocciolo
Tensione massima sul terreno = kg/cmq 0,13
Coefficiente di sicurezza = 15,90 > 1: **verificato**

VERIFICA STABILITA' GLOBALE
Numero di conci in cui si è diviso il terreno = 10
Larghezza dei conci = m. 0,21
Raggio del cerchio critico = m. 3,51
Momento di scorrimento = kgm 7977,81
Momento resistente per terreno = kgm 7923,65
Termine resistente per coesione = 2056,67
Termine resistente per peso muro = 4922,12
Coefficiente di sicurezza = 1,87 > 1: **verificato**

Il tecnico calcolatore

RELAZIONE GEOTECNICA

DATI DI CARATTERE GENERALE

Per progettazione geotecnica si intende l'insieme delle attività progettuali che riguardano le costruzioni o le parti di costruzioni che interagiscono con il terreno, gli interventi di miglioramento e di rinforzo del terreno, le opere in materiali sciolti, i fronti di scavo, nonché lo studio della stabilità del sito nel quale si colloca la costruzione.
Gli obiettivi della progettazione geotecnica sono la verifica delle condizioni di sicurezza globale e locale del sistema costruzione-terreno, inclusa la determinazione delle sollecitazioni delle strutture a contatto con il terreno e la valutazione delle prestazioni del sistema nelle condizioni d'esercizio.
Nella presente relazione vengono riportati i risultati di carattere geotecnico eseguiti per le opere di fondazione da realizzare nell'ambito del progetto di cui in oggetto. Le opere di fondazione previste in progetto sono assimilabili a trave in c.a del tipo superficiale, cioè poggiante direttamente sul terreno e di lunghezza indefinita. Per le caratteristiche geognostiche del terreno di fondazione si è fatto riferimento ai dati riportati nella relazione geologica.

LOCALITA'

L'opera in oggetto dovrà realizzarsi nel Comune di Macerata Feltria località Prato su lotto di terreno censito in Catasto al foglio 39 particelle 267/270/298/299

GEOLOGIA GENERALE DELLA ZONA

Lo studio geologico è stato esteso ad una zona significativamente grande, in relazione al tipo di opera e al contesto geologico in cui questa si colloca.
I metodi e le tecniche di studio, l'approfondimento e il dettaglio delle analisi e delle indagini sono stati commisurati alla complessità geologica del sito, alle finalità progettuali e alle peculiarità dello scenario territoriale ed ambientale in cui si opera.
A seguito del rilevamento geologico di dettaglio (svolto facendo riferimento alla legenda della cartografia Geologica della Regione Marche) e delle verifiche attinenti al quadro conoscitivo di riferimento, si è appurato che in questa ristretta porzione dell’Alta Valle del Foglia, vale a dire l’area oggetto del presente studio, sono presenti, in via esclusiva, i Flysch dell’unità Tettonica Marchigiana.
Nell’intorno geotecnico significativo della scarpata oggetto dell’intervento di sostegno sono presenti, come evidenziato dalle indagini geologiche, variabili quantità di terreni di copertura colluviale e sedimenti alluvionali terrazzati.
Nel modello geologico - tecnico si considerano, adottando una procedura cautelativa, due livelli distinti, il primo a comportamento coesivo (livello C1) e il secondo puramente granulare (livello C2)

L’area si mostra da moderatamente a molto acclive a tergo dell’opera di sostegno, pianeggiante in posizione antistante. Dal rilievo plano-altimetrico redatto dal Progettista sono stati stilati i profili morfologici di progetto che consentono di formulare le seguenti valutazioni di sintesi:
Inclinazione massima scarpata I =45 °; Pendenza: P < 100 %;
Altitudine dell’area di progetto = 323 m s.l.m.
A parte la piccola frana sopraindicata, peraltro ricadente esternamente all’area di progetto, non sono attualmente presenti forme riconducibili a processi geomorfologici in atto e/o ricorrenti a ciclo breve.
In conclusione non si rilevano particolari criticità geo-morfologiche in grado di pregiudicare e/o condizionare la fattibilità di quanto in progetto.

DESCRIZIONE INDAGINI EFFETTUATE

Per la definizione dei modelli geologico, geotecnico e sismostratigrafico è stata eseguita una mirata campagna geognostica (Vd. tavola delle indagini allegata).
◊ N.1 Prova Penetrometrica Dinamica di tipo Superpesante (DPSH) ;
◊ N.1 Prospezione Sismica co n onde di superficie (MASW n.1)
◊ N.2 Prospezioni Sismiche a Rifrazione con onde di compre ssione (SR n.1 e SR n.2)

CARATTERIZZAZIONE FISICA E MECCANICA DEI TERRENI E DELLE ROCCE E DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI.
A seguito di prove specifiche i cui risultati sono riportati in allegato si sono definiti i vari strati di terreno presenti ognuno con i relativi valori dei parametri geotecnici caratteristici.
Strato di terreno n. 1 (strato 1)
Spessore: m. 4,00
Peso specifico terreno: kg/mc 1700,00
Coesione del terreno: kg/mq 200,000
Angolo di attrito: gradi 38
Modulo edometrico terreno: = kg/cmq 38,00
Per quanto riguarda le acque superficiali, esse dovranno essere opportunamente canalizzate ed allontanate, in quanto in tali terreni l'angolo di attrito decresce con l'aumentare del grado di saturazione.
In allegato viene riportata una planimetria con l'indicazione delle prove effettuate ed uno schema grafico della stratigrafia.

TERRENI DI FONDAZIONE. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI: IDENTIFICAZIONE DEI RELATIVI STATI LIMITE.
Trattandosi di un manufatto modesto e ancor più per la conoscenza diretta della geologia e dei relativi parametri che lo scrivente ha della zona, vista la relazione geologica asseverata, relativa all'area di sedime in oggetto, le indagini in sito sono state limitate alla verifica dei campioni più significativi durante il carotaggio.
Nel sottosuolo non si sono riscontrate cavità.
Si sono effettuate indagini per verificare la profondità da adottare per il piano di posa ed il tipo di fondazione adottato.
Gli spessori rilevati e le relative velocità delle onde S hanno portato alla determinazione della Vs30, calcolato a partire dal piano di campagna; in base ad essa, pertanto, il sito in esame è caratterizzato da una categoria di suolo A.
Si è calcolato il carico limite con il metodo di Terzaghi, in base alle caratteristiche geotecniche del terreno indicate nella relazione geologica.
La formulazione di Terzaghi è stata pensata per fondazioni nastriformi di lunghezza indefinita con rottura generalizzata del terreno. L'equazione presenta 3 termini di cui il primo è la resistenza al movimento data dalla pressione esercitata dal terreno laterale al piano di fondazione; il secondo è l'effetto della resistenza al movimento lungo la superficie di rottura dato dalla coesione; il terzo è il contributo dovuto alla resistenza di attrito al movimento all'interno della superficie di scorrimento.
Si usano dei coefficienti correttivi per applicare la formula anche a fondazioni diverse da quelle per cui è stato pensato il metodo (rettangolari, quadrate, oppure terreni poco compressibili, ecc.).
L'espressione di Terzaghi presuppone le seguenti condizioni:
- deformazione piana perpendicolarmente alla direzione infinitamente estesa;
- comportamento deformativo del terreno di tipo rigido-plastico;

- comportamento tensionale alla Mohr-Coulomb.

Gli strati di terreno sopra il piano di posa della fondazione sono stati descritti in precedenza. Le caratteristiche del terreno di fondazione sono, invece, le seguenti:
Peso specifico = kg/mc 1700,00
Coesione = kg/mq 440,00
Angolo di attrito = 40
Angolo di attrito corretto con coefficiente dovuto all'approccio utilizzato = 32
La larghezza della fondazione considerata nel calcolo è pari a m 1,50
I coefficienti sono i seguenti:
Nq = 23,18
Nc = 35,49
Ngamma = 30,22
che, corretti con i coefficienti di inclinazione del carico, diventano:
Nq = 18,05
Nc = 27,63
Ngamma = 13,53
Il valore del carico limite calcolato è pari a kg/cmq 2,00

APPROCCI PROGETTUALI E VALORI DI PROGETTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DELLA RESISTENZA DEL TERRENO.

Secondo le norme tecniche le verifiche al collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno devono essere effettuate tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali seguendo uno dei due approcci suggeriti.
Il calcolo è stato eseguito secondo l'approccio n. 1 combinazione n. 2.
Coefficiente parziale per angolo resistenza a taglio: 1,25
Coefficiente parziale per coesione efficace: 1,25
Coefficiente parziale per resistenza non drenata: 1,40
Coefficiente parziale per capacità portante: 1,00
I carichi limite calcolati nel paragrafo precedente rappresentano il valore caratteristico della resistenza del terreno.
Vanno corretti con coefficiente parziale per diventare resistenza di calcolo.
I valori delle resistenze di calcolo del terreno diventano in definitiva:
Resistenza di calcolo del terreno = kg/cmq 14,97

DETERMINAZIONE DEI CEDIMENTI

Il cedimento di una fondazione superficiale indica l'abbassamento del piano di posa a causa della deformazione del terreno sottostante.
Il controllo dei cedimenti può comportare una limitazione alle pressioni applicabili al terreno, anche se inferiori alla pressione ammissibile nei riguardi della capacità portante.
Lo studio dei cedimenti di una fondazione deve poter garantire che i cedimenti assoluti e differenziali causati dall'applicazione delle pressioni di progetto della fondazione, siano compatibili con la statica e la funzionalità della sovrastruttura.
Componenti del cedimento sono i rotolamenti e gli scorrimenti tra le particelle e la rottura dei granuli che modifica la struttura del materiale. Solo una piccolissima frazione del cedimento proviene dalla deformazione elastica dei granuli. La maggior parte del cedimento ha natura plastica e non può essere recuperato una volta scaricato il terreno. E', comunque, possibile trattare il terreno come materiale

pseudostatico.
Il metodo edometrico assume che il terreno di fondazione si deforma esclusivamente in direzione verticale, senza espansioni o contrazioni laterali.
Le tensioni indotte dai carichi vengono calcolate con la teoria dell'elasticità, secondo la quale la tensione normale verticale è funzione esclusivamente dei carichi applicati e della geometria del problema.
Con il metodo edometrico il cedimento immediato risulta nullo ed il cedimento finale coincide con quello di consolidazione.

DATI DI CALCOLO
Le caratteristiche degli strati di terreno sono stati già definite in precedenza.
Il carico applicato è rettangolare.
Valore del carico: 0,6200
Larghezza fondazione: m 1,00
Lunghezza fondazione: m 1,50

RISULTATI DI CALCOLO
Gli incrementi delle tensioni verticali al centro dei vari strati di terreno sono:
Profondità zeta= 200,00
Valore di sigma= 0,09

Cedimento edometrico = cm 1,00

ESPOSIZIONE DEI RISULTATI.
L'indagine geologica espletata ha evidenziato che il sito non presenta caratteristiche ostative all'edificazione, il sottosuolo esibisce buona resistenza sin dalla profondità del piano di posa.
Le caratteristiche di edificabilità e stabilità sono nel complesso buone e presenta ottime caratteristiche ai fini dell'edificabilità, fino alla massima profondità indagata.
Infine, è importante attenersi alle seguenti prescrizioni:
· prima dell'inizio dei lavori si proceda all'individuazione ed alla eliminazione di eventuali infiltrazioni idriche provenienti da perdite dalla rete idrica e/o fognaria o casuali da ulteriori fonti di dispersioni di liquidi nel sottosuolo, al fine di evitare pericolose deformazioni che sono possibili nei casi in cui si verifica una saturazione degli stessi per immissione di fluidi;
è comunque consigliata la creazione di opere di drenaggio delle acque meteoriche attraverso un'adeguata regimazione delle stesse, in modo da evitare ristagni nonché fenomeni di ruscellamento superficiale diffuso, specie in concomitanza di eventi piovosi prolungati e/o di forte intensità;
· durante lo scavo di fondazione, considerate le scarse proprietà geomeccaniche dei terreni di copertura, si presti particolare attenzione alla stabilità delle pareti dello stesso, provvedendo ad eseguire, se necessario, opere di contenimento provvisorie a tutela dell'incolumità delle maestranze e per la fruibilità del piano di lavoro del cantiere;
· verificare, all'atto dello scavo, l'uniformità o meno del terreno posto a contatto con il futuro sistema fondale attraverso un'attenta ed ampia ispezione.

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Le indagini effettuate: la valutazione della velocità delle onde di taglio (VS30) e la Prova Penetrometrica Dinamica Superpesante, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria A [Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs,30 a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione.

GEOLOGIA		
COPERTURA	LIVELLO C1 Depositi Colluviali coesivi	Descrizione: Limi argillosi con inclusi CONSISTENTI
COPERTURA	LIVELLO C2 Depositi Alluvionali granulari	Descrizione: Sabbie limose con ghiaia ADDENSATI
SUBSTRATO GEOLOGICO	LIVELLO S Substrato Marino (FAM)	Descrizione: Marne e Marnosiltiti con livelli arenacei

QUOTA FALDA	Liquefazione o Densificazione in Caso di Sisma	
ASSENTE	LIQUEFAZIONE: NO	ADDENSAMENTO: NO

STABILITA ' GLOBALE	
COPERTURA: STABILE	SUBSTRATO GEOLOGICO: STABILE

PARAMETRI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE	
EFFETTI DI SITO VALUTATI CON L'APPROCCIO SEMPLIFICATO	
Categoria Sottosuolo: A	Categoria Topografica: T1

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.
I terreni che si trovano alla profondità del piano di posa della fondazione, hanno buone caratteristiche fisico-meccaniche ed un valore accettabile della capacità portante, viste le indicazione fornite dalla relazione geologica allegata.
Le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali utilizzati, unitamente alla geometria ed allo spessore della fondazione, sono adeguati ad assorbire il regime sollecitativo trasmesso dalla parte di muro in elevazione, in tutte le condizioni di carico.
Le tensioni trasmesse dalla fondazione, nella condizione di carico statica e sismica, sul terreno sono in ogni caso inferiori alle massime tensioni che possono essere ammesse per lo stesso.

Il tecnico calcolatore