

COMUNE
di MONTE SAN PIETRANGELI
PROVINCIA DI FERMO



Progetto di contenimento statico
e consolidamento delle mura castellane
a monte di viale Guglielmo Marconi

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO



LOCALITA' _ mura castellane a monte di viale Guglielmo Marconi

PROGETTISTA_



**scendoni
studio
associato**

via Passo di colle, 4
63844 Grottazzolina FM
Tel/Fax: 0734 631755
www.scendonistudio.it
info@scendonistudio.it

ing. Maurizio Scendoni

arch. Giacomo Scendoni

TAVOLA

2a

OGGETTO

RELAZIONI TECNICHE SPECIALISTICHE

- _Relazione di calcolo strutturale e geotecnico
- _Sintesi tabulati di calcolo
- _Relazione illustrativa sui materiali e dosature

DATA

30/05/2016

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E GEOTECNICO

1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'intervento oggetto di progettazione strutturale riguarda la messa in sicurezza di porzione di mura castellane alla base del nucleo storico del Comune di Monte San Pietrangeli, a contenimento del terreno di fondazione degli aggregati edilizi di via Luigi Fontana, e si sviluppa parallelamente alla cinta muraria principale, di livello più basso, costeggiato dalla via di circonvallazione viale Guglielmo Marconi (ex via Caio Vezio Tusco). La porzione considerata si trova delimitata a valle da pertinenze di proprietà privata e a monte da proprietà comunali, realizzando il terrazzamento dove storicamente si sviluppavano gli antichi orti *infra moenia*, la struttura di verde minimale strettamente connessa all'insediamento residenziale arroccato.

L'intervento interessa il muro di contenimento compreso tra le mura castellane meridionali e la prima edificazione storica, in particolare l'aggregato edilizio con ingressi su via Luigi Fontana.

La struttura delle mura di contenimento è stata realizzata con laterizi di cotto faccia a vista legati con una matrice di malta di calce e sabbia. Il crollo della porzione interessata dall'intervento ha permesso di verificare la consistenza della struttura muraria: una sezione di spessore 30 cm costituita da un doppio paramento murario a vista collegato da diatoni e costituito da laterizi di cotto artigianali legati da malta di calce e sabbia.

Le cause che hanno portato al crollo sono riconducibili ai seguenti eventi:

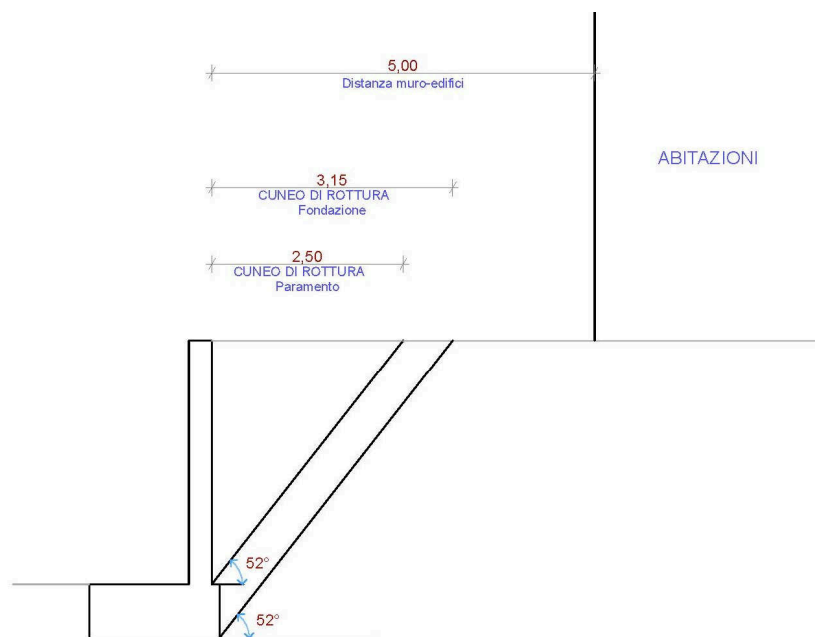
- il sisma del 26 Settembre 1997 e i successivi eventi sismici di minore intensità;
l'evento calamitoso con copiose precipitazioni dei giorni 1-3 Marzo 2011 a cui è seguito un primo parziale cedimento del muro;
- il ripetersi degli eventi alluvionali durati dal 3 al 15 Febbraio 2012, a cui è seguito un ulteriore crollo;
- l'evento calamitoso alluvionale dei giorni dal 4 al 6 Marzo 2015, che ha favorito il peggiorarsi delle già precarie condizioni di stabilità del manufatto rendendo l'intervento di consolidamento non più procrastinabile.

Il meccanismo di collasso più importante rilevato in situ riguarda l'istaurarsi di un meccanismo di ribaltamento dovuto alla spinta del terreno e dell'acqua a monte del muro e alla insufficiente fondazione del muro. Inoltre le lesioni e il crollo del muro è dovuta ad una inadeguata resistenza strutturale del paramento realizzato come muratura a sacco con scarsa presenza di diatoni di collegamento dei paramenti.

Per la messa in sicurezza dell'opera si individua la seguente soluzione progettuale, previa rimozione manuale della struttura muraria danneggiata prossima al crollo e previa messa in sicurezza del terreno a tergo, e recupero degli elementi rimossi.

INTERVENTO: Realizzazione di muro di contenimento in c.a. (altezza del paramento compresa tra 3,00m e 3,30m) con zattera a valle fondata su pali in luogo della porzione di mura danneggiata e rimossa. Tale tipologia dell'opera di sostegno risulta essere la più rispettosa delle condizioni naturali del sito, in quanto non

richiede operazioni di sbancamento invasive sullo stato dei luoghi. Inoltre il cuneo di rottura che si instaura a tergo della struttura di sostegno risulta essere sufficientemente lontano dagli edifici a monte dell'opera.



SOLUZIONE 1 - CONSIGLIATA

La fondazione del muro di sostegno sarà fondata su pali di fondazione, per non gravare con il peso dell'opera sul muro di sostegno di valle e per minimizzare l'ampiezza della zattera di fondazione e quindi lo sbancamento. Il dimensionamento del muro di contenimento viene condotto tenendo conto di una lunghezza massima dei pali pari a 15 metri, ossia pari alla profondità massima raggiungibile con mezzi meccanici di piccole dimensioni. Il muro su pali garantisce una ottima affidabilità nei confronti degli spostamenti e cedimenti.

La realizzazione di una paratia a monte del muro si sconsiglia per l'enorme difficoltà e onere di realizzazione per la difficoltà nell'accesso dei mezzi nel cantiere. Inoltre il situ risulta di forte pendenza e con la presenza di un muro a valle, per cui la resistenza passiva che si formerebbe a valle, nel caso di realizzazione di paratia, non dà sufficienti garanzie e sarebbe un aggravio per il muro di sostegno a valle dell'opera.

Altre opere necessarie all'intervento di messa in sicurezza sono:

- ripristino del sistema fognario interrotto con il crollo: esso verrà inglobato a tergo del muro, non in vista ed ispezionabile;
- realizzazione di efficiente sistema drenante a tergo del muro;
- rivestimento del muro in c.a. con paramento in laterizi faccia a vista recuperati dalla rimozione iniziale del muro originario, al fine di ripristinare la continuità superficiale delle mura castellane senza comportare alterazioni apprezzabili del loro aspetto esteriore;
- devitalizzazione della vegetazione infestante lungo l'intero muro esistente mediante prodotti biocidi specifici non aggressivi per la muratura ma capaci di devitalizzare l'apparato radicale della pianta, che non dovrà essere rimosso onde evitare l'instabilizzazione del paramento murario;

- ripristino delle parti lesionate della porzione di mura esistente mediante interventi locali di scuci-cuci con elementi di recupero dello stesso materiale, delle stesse dimensioni e della stessa cromia degli elementi sostituiti. Dovrà essere realizzato un adeguato ammorsamento delle zone sostituite con quelle esistenti;
- pulitura del paramento murario con spray d'acqua a bassa pressione ($P = 2,5-4 \text{ atm}$) con l'ausilio di spazzole di saggina o nylon, eventualmente combinando il getto d'acqua con getto di vapore saturo e umido, al fine di eliminare residui di agenti biocidi e per liberare la superficie del manufatto dalle impurità che si sono depositate nel corso dei decenni;
- stuccatura del paramento murario nei giunti verticali e nei giunti orizzontali con malta a base di calce aerea e sabbia di fiume, della stessa cromia della malta esistente e comunque di gradazioni tali da non creare dissonanze con i mattoni e in generale con i colori della terra del luogo.

La destinazione d'uso delle strutture è a civile abitazione per cui l'intervento è stato progettato per appartenere alla **Classe II** (*Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali*).

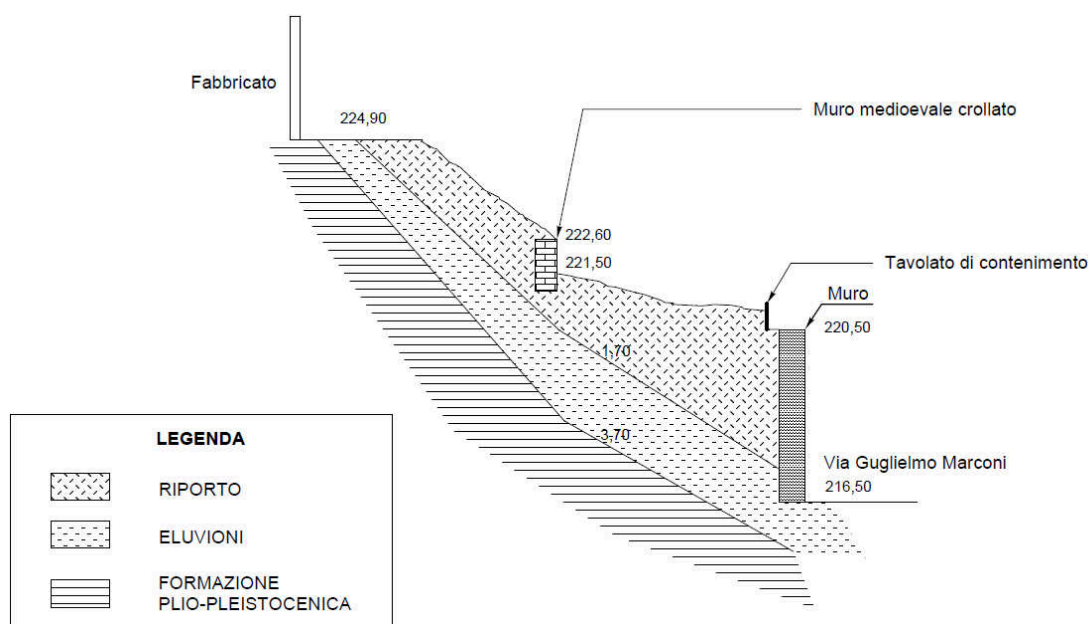
Gli schemi strutturali dell'intervento sono riportati nelle tavole degli esecutivi.

La relazione che segue tratta il dimensionamento strutturale dell'opera di sostegno

2. DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO

La caratterizzazione tipologica del sottosuolo ai fini della determinazione dell'azione sismica è stata condotta sulla base della relazione geologica redatta dallo Studio Tecnico-Geognostico Dott. Lenzi Umberto e Dott.ssa Lenzi Alessandra di via Matteotti 41/a Falconara M. (AN). Le caratteristiche litologiche e geotecniche degli strati di terreno indagati evidenziano una tipologia di terreno **tipo B (terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30m -Tab. 3.2.II delle NTC 2008)**. L'area di progetto viene classificata di Categoria Topografica T2 (pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ -Tab. 3.2.IV delle NTC 2008), a cui corrisponde un Coefficiente di amplificazione topografica **$S_T = 1,2$** .

La stratigrafia emersa dai sondaggi, dalle prove e dai rilievi in situ risulta essere la seguente.



Di seguito si riportano le caratteristiche dei terreni indagati.

Caratteristiche meccaniche del terreno

	Riporto s=3,00m	Eluvioni s = 2,00	Formazione
γ (Kg/m ³)	1400	1800 - 1850	1950
C' KN/mq	0	0	20
φ' (gradi)	12 - 14	14 - 16	24
Cu KN/mq	0	10-60	150

Previsione spostamenti del muro e calcolo della spinta attiva e a riposo

Per il calcolo della spinta si utilizza sia la spinta a riposo che la spinta attiva e si considera come indicato dalla normativa D.M. 16 gennaio 2008 un coefficiente beta pari a 1 per il calcolo dell'azione sismica.

Dalla letteratura tecnica si conosce che per mobilitare la spinta attiva servono in sommità spostamenti del muro dell'ordine dello 0,1-0,2% dell'altezza del muro. Nel nostro caso spostamenti compresi tra 0,3-0,6cm.

Nella condizione sismica gli spostamenti di calcolo sono (metodo FEM):

Combinazione n° 6 COMBO SISMICA 6

Spostamenti della piastra di fondazione

Orizzontale [cm] 0,67396

Spostamenti della piastra di fondazione COMBO SISMICA 7

Orizzontale [cm] 0,65188

Per il dimensionamento statico della struttura si utilizza quindi a favore di sicurezza la spinta a riposo, mentre per il dimensionamento sismico si utilizza, in accordo con la normativa di riferimento, un coefficiente beta di riduzione dei carichi pari a 1 e la mobilitazione della spinta attiva garantita dagli spostamenti orizzontali trovati e dalla predisposizione al ridosso del paramento di materassino drenante dello spessore minimo di 20mm con bassa resistenza meccanica alla compressione.

Nei tabulati di calcolo allegati si riporta la condizione peggiore per la spinta sul muro.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il calcolo delle opere si è svolta nel rispetto della seguente normativa vigente:

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

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

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

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

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)

- Circolare 617 del 02/02/2009

- Circolare C.S.L.P. 02/02/2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

4. CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

Le norme precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale dell'edificio.

Le prestazioni della struttura e la vita nominale sono riportate nei successivi tabulati di calcolo della struttura. La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite definiti di concerto al Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 14.01.2008 e s.m. In particolare si è verificata:

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (**SLU**) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate;
- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (**SLE**) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo dei calcoli;
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (**SLD**) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica;
- robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani.

Per quanto riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale.

Azioni sismica

Per la definizione dell'azione sismica, in conformità ai dettami del D.M. 14 gennaio 2008 § 3.2.3. sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale
- Classe d'Uso;
- Categoria del suolo;
- Coefficiente Topografico;

- Latitudine e longitudine del sito oggetto di edificazione

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Coulomb
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	43.190315
Longitudine	13.576426
Comune	Monte San Pietrangeli
Provincia	Ascoli Piceno
Regione	Marche
Punti di interpolazione del reticolo	22756 - 22757 - 22535 - 22534

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II - Normali affollamenti e industrie non pericolose
Vita di riferimento	50 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	1.74 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 25.61$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 12.81$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.66 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 9.64$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 4.82$

Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
------------------------------------	--------------

Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	17,00 [m]

Peso muro	5375,00 [kg]
Baricentro del muro	X=-0,48 Y=-2,68

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 0,10 Y = -3,90
Punto superiore superficie di spinta	X = 0,10 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	3,90 [m]
Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale)	0,00 [°]

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è quello degli Stati Limite (**SL**) che prevede due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi **SLU** e gli stati limite di esercizio **SLE**.

La sicurezza viene quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore delle corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

5. MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali utilizzati sono riportati in maniera dettagliata nella relazione sui materiali strutturali e nei tabulati di calcolo. Si è utilizzato calcestruzzo C25/30 e acciaio B450C.

SINTESI TABULATI DI CALCOLO

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996
Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)
- Circolare 617 del 02/02/2009
- Circolare C.S.L.P. 02/02/2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $\beta > \phi$.

Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme Q l'espressione della pressione e della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + Q)K_a$$

$$S = (1/2 \gamma H^2 + QH)K_a$$

Al carico Q corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a $1/2H$.

Nel caso di terreno dotato di coesione c l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità z , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine $\gamma z K_a$, si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione σ_a risulta negativa per valori di z minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza h_c è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che se l'altezza della parete è inferiore ad h_c non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte del muro sia presente la falda il diagramma delle pressioni sul muro risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico. Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \phi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo solitamente viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata 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

e le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_P / \eta_p + Q_L / \eta_l - W_P$$

Palo teso:

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

Capacità portante di punta

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

$$Q_P = A_P (c N'_c + q N'_q + 1/2 B \gamma N'_\gamma)$$

dove A_p è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo, γ è il peso specifico del terreno, D è il diametro del palo ed i coefficienti N'_c , N'_q , N'_γ sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Possono essere utilizzati sia i coefficienti di Hansen che quelli di Vesic con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.

Il parametro η che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.

K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come: $K_0 = 1 - \sin\phi$.

Capacità portante per resistenza laterale

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

$$Q_L = \int \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan\delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, γ è il peso specifico del terreno, z è la generica quota a partire dalla testa del palo, L e P sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo, K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

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 elastica K espressa in Kg/cm²/cm che rappresenta la pressione (in Kg/cm²) che bisogna applicare per ottenere l'abbassamento di 1 cm.

Nel metodo degli elementi finiti occorre discretizzare il particolare problema. Nel caso specifico il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidezza assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite, X_{max} oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. E' evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che può essere risolto solo mediante una analisi al passo.

Questa modellazione presenta il notevole vantaggio di poter schematizzare tutti quei comportamenti individuati da Broms e che sarebbe impossibile trattare in un modello numerico. In particolare risulta automatico analizzare casi in cui si ha insufficiente portanza non per rottura del palo ma per rottura del terreno (vedi il caso di un palo molto rigido in un terreno molle).

Determinazione degli scarichi sul palo.

Gli scarichi sui pali vengono determinati mediante il metodo delle rigidezze.

La piastra di fondazione viene considerata infinitamente rigida (3 gradi di libertà) ed i pali vengono considerati incastrati o incernierati (la scelta del vincolo viene fatta dall'Utente nella tabella CARATTERISTICHE del sottomenu PALI) a tale piastra.

Viene effettuata una prima analisi di ogni palo di ciascuna fila (i pali di ogni fila hanno le stesse caratteristiche) per costruire una curva carichi-spostamenti del palo. Questa curva viene costruita considerando il palo elastico. Si tratta, in definitiva, della matrice di rigidezza del palo K_e , costruita imponendo traslazioni e rotazioni unitarie per determinare le corrispondenti sollecitazioni in testa al palo.

Nota la matrice di rigidezza di ogni palo si assembla la matrice globale (di dimensioni 3x3) della palificata, K .

A questo punto, note le forze agenti in fondazione (N , T , M) si possono ricavare gli spostamenti della piastra (abbassamento, traslazione e rotazione) e le forze che si scaricano su ciascun palo. Infatti indicando con p il vettore dei carichi e con u il vettore degli spostamenti della piastra abbiamo:

$$u = K^{-1}p$$

Noti gli spostamenti della piastra, e quindi della testa dei pali, abbiamo gli scarichi su ciascun palo. Allora per ciascun palo viene effettuata un'analisi elastoplastica incrementale (tramite il metodo degli elementi finiti) che, tenendo conto della plasticizzazione del terreno, calcola le sollecitazioni in tutte le sezioni del palo., le caratteristiche del terreno (rappresentate da K_h) sono tali che se non è possibile raggiungere l'equilibrio si ha collasso per rottura del terreno.

Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 2

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_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_f	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	0,90	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00	1,10	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30	1,50	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00	1,00	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00	1,00	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica

	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	

PALI DI FONDAZIONE

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali

Pali trivellati

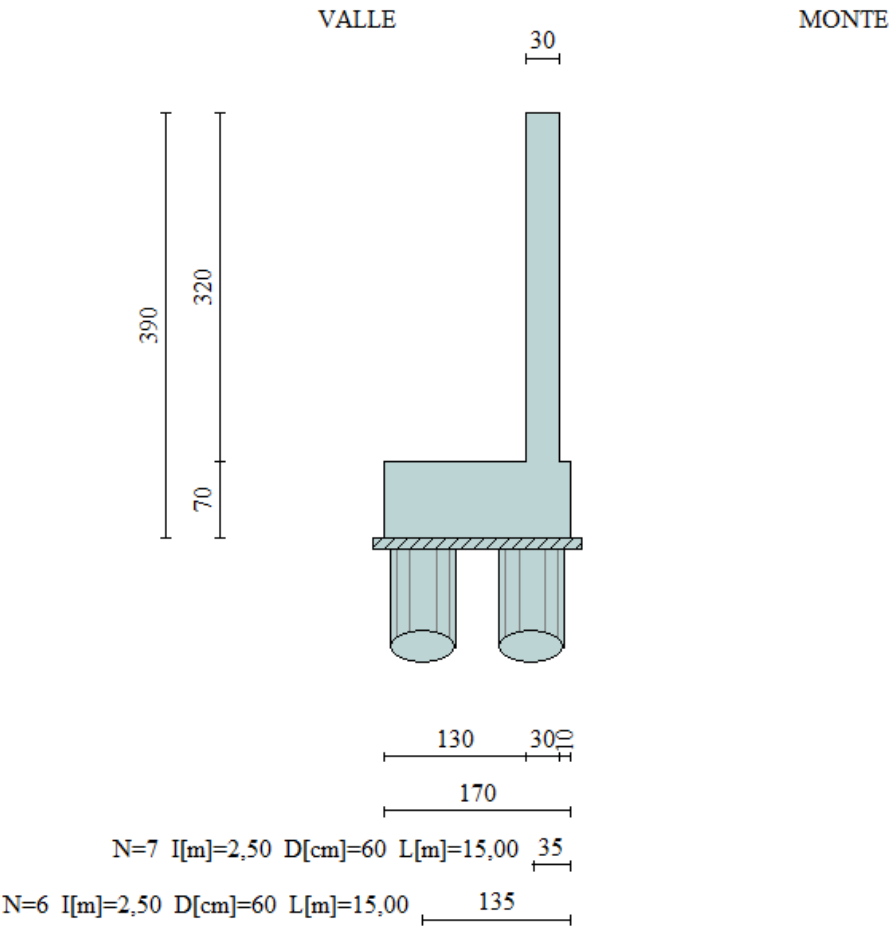
		R1	R2	R3
Punta	γ_b	1,00	1,70	1,35
Laterale compressione	γ_s	1,00	1,45	1,15
Totale compressione	γ_t	1,00	1,60	1,30
Laterale trazione	γ_{st}	1,00	1,60	1,25

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

	γ_T	R1	R2	R3
		1,00	1,60	1,30
Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali				
Numero di verticali indagate	1	$\xi_3=1,70$	$\xi_4=1,70$	

Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	3,20 [m]
Spessore in sommità	0,30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,30 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	17,00 [m]
Fondazione	
Lunghezza mensola fondazione di valle	1,30 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0,10 [m]
Lunghezza totale fondazione	1,70 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,70 [m]
Spessore magrone	0,10 [m]



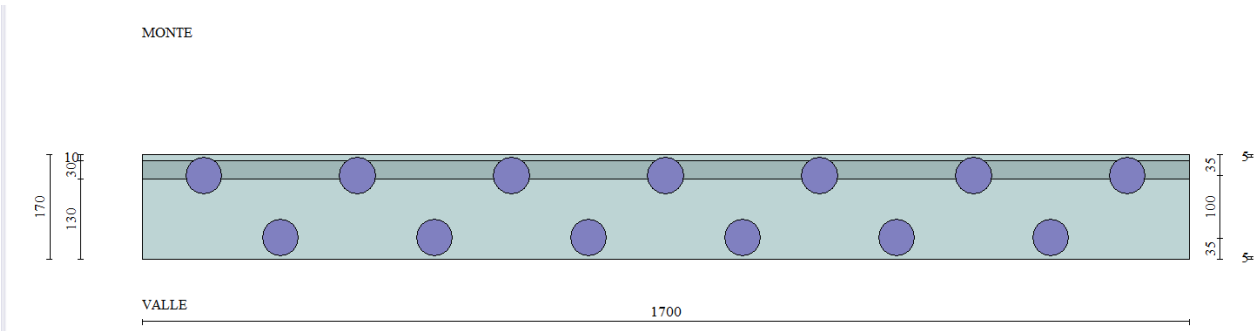
Descrizione pali di fondazione

Pali in c.a.	
Numero di file di pali	2
Vincolo pali/fondazione	Incastro
Tipo di portanza	Portanza laterale e portanza di punta

Simbologia adottata

N	numero d'ordine della fila
X	ascissa della fila misurata dallo spigolo di monte della fondazione espressa in [m]
nr.	Numero di pali della fila
D	diámetro dei pali della fila espresso in [cm]
L	lunghezza dei pali della fila espressa in [m]
alfa	inclinazione dei pali della fila rispetto alla verticale espressa in [°]
ALL	allineamento dei pali della fila rispetto al baricentro della fondazione (CENTRATI o SFALSATI)

N	X	Nr.	D	L	alfa	ALL
1	0,35	7	60,00	15,00	0,00	Centrati
2	1,35	6	60,00	15,00	0,00	Sfalsati



Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo	
Peso specifico	2500,0 [kg/mc]
Classe di Resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	305,9 [kg/cm ²]
Modulo elastico E	320665,55 [kg/cm ²]
Acciaio	
Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{fa}	4588,0 [kg/cm ²]
Calcestruzzo utilizzato per i pali	
Classe di Resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	306 [kg/cm ²]
Modulo elastico E	320665,55 [kg/cm ²]
Acciaio utilizzato per i pali	
Tipo	B450C
Tensione ammissibile σ_{fa}	4588,0 [kg/cm ²]
Tensione di snervamento σ_{fa}	4588,0 [kg/cm ²]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	10,00	-0,07	-0,40

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0,00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0,20	[m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kg/cm ²]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kg/cm ²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Riporto	1400	1600	14.00	9.33	0,000	0,000
Eluvioni	1850	2100	16.00	10.67	0,000	0,000
Formazione	1950	2150	24.00	16.00	0,200	0,100

Parametri medi

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Riporto	1400	1600	15.00	10.00	0,000	0,000
Eluvioni	1850	2100	17.00	11.33	0,000	0,000
Formazione	1950	2150	25.00	16.67	0,220	0,110

Parametri minimi

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Riporto	1400	1600	13.00	8.67	0,000	0,000
Eluvioni	1850	2100	15.00	10.00	0,000	0,000
Formazione	1950	2150	23.00	15.33	0,180	0,090

Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
α	Inclinazione espressa in [°]
K_w	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
K_s	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	α	K_w	K_s	Terreno
1	3,00	0,00	0,03	0,60	Riporto
2	2,00	0,00	0,20	0,60	Eluvioni
3	2,00	0,00	5,43	0,60	Formazione
4	2,00	0,00	7,84	0,60	Formazione
5	2,00	0,00	10,14	0,60	Formazione
6	2,00	0,00	12,41	0,60	Formazione
7	2,00	0,00	14,67	0,60	Formazione
8	5,00	0,00	18,61	0,60	Formazione

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	ψ	$\gamma * \psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	ψ	$\gamma * \psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 6 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 9 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 10 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 11 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 12 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 13 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 14 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 15 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 16 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 17 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 18 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00

Impostazioni analisi pali

Numero elementi palo	40
Tipo carico palo	Distribuito
Calcolo della portanza	metodo di Berezantzev

Criterio di rottura del sistema terreno-palo
Pressione limite passiva con moltiplicatore pari a 1,00

Andamento pressione verticale
Geostatica

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali
Armatura ad aderenza migliorata

Ordinarie

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature
Valori limite delle aperture delle fessure

Poco sensibile

$$w_1 = 0.20$$

$$w_2 = 0.30$$

$$w_3 = 0.40$$

E.C. 2

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$

Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS _{SCO}	CS _{RIB}	CS _{QLIM}	CS _{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
5	STAB - [1]	--	--	--	--	5,60
6	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
7	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
8	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	3,08
9	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2,64
10	SLEQ - [1]	--	--	--	--	--
11	SLEF - [1]	--	--	--	--	--
12	SLER - [1]	--	--	--	--	--
13	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
14	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
15	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
16	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
17	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
18	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
 Origine in testa al muro (spigolo di monte)
 Ascisse X (esprese in [m]) positive verso monte
 Ordinate Y (esprese in [m]) positive verso l'alto
 Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
 Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Coulomb
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	43.190315
Longitudine	13.576426
Comune	Monte San Pietrangeli
Provincia	Ascoli Piceno
Regione	Marche
Punti di interpolazione del reticolo	22756 - 22757 - 22535 - 22534

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II - Normali affollamenti e industrie non pericolose
Vita di riferimento	50 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	1.74 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 25.61$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 12.81$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.66 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 9.64$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 4.82$

Forma diagramma incremento sismico

Rettangolare

Partecipazione spinta passiva (percento)

0,0

Lunghezza del muro

17,00 [m]

Peso muro

5375,00 [kg]

Baricentro del muro

X=-0,48 Y=-2,68

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 0,10 Y = -3,90
Punto superiore superficie di spinta	X = 0,10 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	3,90 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
 B base della sezione espressa in [cm]
 H altezza della sezione espressa in [cm]
 A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
 A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
 σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]

τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kg/cmq]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kg/cmq]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M_u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V_{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
V_{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
V_{Rd}	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0,00	100, 30	12,06	9,24	0	0	1000,00	13369	--	--
2	0,80	100, 30	12,06	9,24	17211	-12945	28,68	13444	--	--
3	1,60	100, 30	12,06	9,24	6913	-11895	5,76	13519	--	--
4	2,40	100, 30	12,06	9,24	3991	-11597	2,22	13594	--	--
5	3,20	100, 30	12,06	9,24	2662	-11462	1,11	13669	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
1	0,00	100, 30	12,06	9,24	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,80	100, 30	12,06	9,24	1,89	0,24	41,23	-14,45
3	1,60	100, 30	12,06	9,24	10,36	0,72	308,25	-62,66
4	2,40	100, 30	12,06	9,24	29,49	1,42	948,31	-164,19
5	3,20	100, 30	12,06	9,24	63,41	2,34	2105,57	-339,78

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kg/cmq]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kg/cmq]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M_u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V_{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
V_{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
V_{Rd}	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0,11	100, 70	20,11	16,08	0	-49448	25,99	22834	--	--
2	0,41	100, 70	16,08	16,08	0	-39753	8,14	207314	207314	387118
3	0,71	100, 70	20,11	20,11	0	49437	4,53	207314	207314	406474
4	0,99	100, 70	16,08	16,08	0	39753	1,86	22834	--	--
5	1,30	100, 70	16,08	20,11	0	49448	1,42	22834	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
6	0,11	100, 70	20,11	16,08	1,76	0,40	97,35	72,47
7	0,41	100, 70	16,08	16,08	5,71	1,75	307,32	-55,49
8	0,71	100, 70	20,11	20,11	11,34	2,90	548,64	-114,82
9	0,99	100, 70	16,08	16,08	24,93	2,96	1340,74	-242,07
10	1,30	100, 70	16,08	20,11	37,17	3,42	1753,63	-379,83

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0,10	100, 70	16,08	16,08	0	-39753	213,13	22834	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
2	0,10	100, 70	16,08	16,08	0,20	0,00	-1,95	10,81

Inviluppo armature e tensioni piastre

X	ascissa sezione espressa in [m]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Piastra fondazione monte

Nr.	X	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0,00	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
2	0,15	5,61	5,61	0	14204	1000,00
3	0,30	5,61	5,61	0	14204	327,47
4	0,43	5,61	5,61	0	14204	1000,00
5	0,56	5,61	5,61	0	14204	1000,00
6	0,69	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
7	0,82	5,61	5,61	0	14204	1000,00
8	0,95	5,61	5,61	0	14204	1000,00
9	1,10	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
10	1,25	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
11	1,40	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
12	1,55	5,61	5,61	0	14204	1000,00
13	1,68	5,61	5,61	0	14204	1000,00
14	1,81	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
15	1,94	5,61	5,61	0	14204	1000,00
16	2,07	5,61	5,61	0	14204	1000,00
17	2,20	5,61	5,61	0	14204	327,47
18	2,35	5,61	5,61	0	14204	1000,00
19	2,50	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
20	2,65	5,61	5,61	0	14204	1000,00
21	2,80	5,61	5,61	0	14204	327,47
22	2,93	5,61	5,61	0	14204	1000,00
23	3,06	5,61	5,61	0	14204	1000,00
24	3,19	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
25	3,32	5,61	5,61	0	14204	1000,00
26	3,45	5,61	5,61	0	14204	1000,00
27	3,60	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
28	3,75	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
29	3,90	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
30	4,05	5,61	5,61	0	14204	1000,00
31	4,18	5,61	5,61	0	14204	1000,00
32	4,31	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
33	4,44	5,61	5,61	0	14204	1000,00
34	4,57	5,61	5,61	0	14204	1000,00
35	4,70	5,61	5,61	0	14204	327,47
36	4,85	5,61	5,61	0	14204	1000,00
37	5,00	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
38	5,15	5,61	5,61	0	14204	1000,00
39	5,30	5,61	5,61	0	14204	327,47
40	5,43	5,61	5,61	0	14204	1000,00
41	5,56	5,61	5,61	0	14204	1000,00
42	5,69	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
43	5,82	5,61	5,61	0	14204	1000,00
44	5,95	5,61	5,61	0	14204	1000,00
45	6,10	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
46	6,25	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
47	6,40	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
48	6,55	5,61	5,61	0	14204	1000,00
49	6,68	5,61	5,61	0	14204	1000,00
50	6,81	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
51	6,94	5,61	5,61	0	14204	1000,00
52	7,07	5,61	5,61	0	14204	1000,00
53	7,20	5,61	5,61	0	14204	327,47
54	7,35	5,61	5,61	0	14204	1000,00
55	7,50	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
56	7,65	5,61	5,61	0	14204	1000,00
57	7,80	5,61	5,61	0	14204	300,10
58	7,92	5,61	5,61	0	14204	1000,00
59	8,03	5,61	5,61	0	14204	1000,00
60	8,15	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
61	8,27	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
62	8,38	5,61	5,61	0	-14204	1000,00
63	8,50	5,61	5,61	0	14204	1000,00

Piastra fondazione valle

Nr.	X	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0,00	5,61	5,61	0	14204	2,10
2	0,15	5,61	5,61	0	14204	2,17
3	0,30	5,61	5,61	0	14204	2,42
4	0,43	5,61	5,61	0	14204	2,99
5	0,56	5,61	5,61	0	14204	4,52
6	0,69	5,61	5,61	0	14204	13,73
7	0,82	5,61	5,61	0	-14204	6,39

8	0,95	5,61	5,61	0	-14204	2,34
9	1,10	5,61	5,61	0	-14204	1,44
10	1,25	5,61	5,61	0	-14204	1,28
11	1,40	5,61	5,61	0	-14204	1,44
12	1,55	5,61	5,61	0	-14204	2,33
13	1,68	5,61	5,61	0	-14204	6,36
14	1,81	5,61	5,61	0	14204	13,85
15	1,94	5,61	5,61	0	14204	4,55
16	2,07	5,61	5,61	0	14204	3,01
17	2,20	5,61	5,61	0	14204	2,43
18	2,35	5,61	5,61	0	14204	2,18
19	2,50	5,61	5,61	0	14204	2,11
20	2,65	5,61	5,61	0	14204	2,18
21	2,80	5,61	5,61	0	14204	2,44
22	2,93	5,61	5,61	0	14204	3,03
23	3,06	5,61	5,61	0	14204	4,62
24	3,19	5,61	5,61	0	14204	14,39
25	3,32	5,61	5,61	0	-14204	6,16
26	3,45	5,61	5,61	0	-14204	2,30
27	3,60	5,61	5,61	0	-14204	1,43
28	3,75	5,61	5,61	0	-14204	1,27
29	3,90	5,61	5,61	0	-14204	1,42
30	4,05	5,61	5,61	0	-14204	2,27
31	4,18	5,61	5,61	0	-14204	5,87
32	4,31	5,61	5,61	0	14204	15,93
33	4,44	5,61	5,61	0	14204	4,93
34	4,57	5,61	5,61	0	14204	3,19
35	4,70	5,61	5,61	0	14204	2,57
36	4,85	5,61	5,61	0	14204	2,30
37	5,00	5,61	5,61	0	14204	2,25
38	5,15	5,61	5,61	0	14204	2,35
39	5,30	5,61	5,61	0	14204	2,70
40	5,43	5,61	5,61	0	14204	3,49
41	5,56	5,61	5,61	0	14204	5,99
42	5,69	5,61	5,61	0	14204	28,01
43	5,82	5,61	5,61	0	-14204	4,41
44	5,95	5,61	5,61	0	-14204	1,98
45	6,10	5,61	5,61	0	-14204	1,27
46	6,25	5,61	5,61	0	-14204	1,13
47	6,40	5,61	5,61	0	-14204	1,23
48	6,55	5,61	5,61	0	-14204	1,78
49	6,68	5,61	5,61	0	-14204	3,27
50	6,81	5,61	5,61	0	-14204	9,14
51	6,94	5,61	5,61	0	14204	16,15
52	7,07	5,61	5,61	0	14204	7,02
53	7,20	5,61	5,61	0	14204	4,77
54	7,35	5,61	5,61	0	14204	3,94
55	7,50	5,61	5,61	0	14204	3,67
56	7,65	5,61	5,61	0	14204	3,68
57	7,80	5,61	5,61	0	14204	3,83
58	7,92	5,61	5,61	0	14204	4,17
59	8,03	5,61	5,61	0	14204	4,62
60	8,15	5,61	5,61	0	14204	5,33
61	8,27	5,61	5,61	0	14204	6,60
62	8,38	5,61	5,61	0	14204	8,87
63	8,50	5,61	5,61	0	-14204	88,50

Inviluppo sollecitazioni nei pali e verifiche delle sezioni

Nr.	numero d'ordine della sezione a partire dall'attacco palo-fondazione
Y	ordinata della sezione a partire dall'attacco palo-fondazione positiva verso il basso (in [m])
M	momento flettente espresso in [kgm]
N	sforzo normale espresso in [kg]
T	taglio espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
T _u	taglio ultimo espresso in [kg]
CS	coefficiente di sicurezza

Inviluppo sollecitazioni fila di pali nr. 1

Nr.	Y	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax	Nmin	Nmax
1	0,00	6035,20	10733,60	7439,05	15884,93	-50229,70	-14631,85
2	0,38	3245,55	4877,87	7279,10	15610,02	-49945,43	-14365,63
3	0,75	-1077,00	685,85	7140,47	15060,24	-49622,74	-14097,11
4	1,13	-6724,59	-2161,79	6028,76	13948,52	-49226,03	-13824,17
5	1,50	-11955,28	-4422,57	4526,91	12446,67	-48279,10	-13518,31
6	1,88	-16622,79	-6120,16	2634,92	10554,69	-47269,22	-13208,70
7	2,25	-20580,79	-7108,26	1052,21	8272,57	-46196,38	-12895,32
8	2,63	-23683,01	-7502,83	-119,68	5600,31	-45060,59	-12578,17
9	3,00	-25783,13	-7457,95	-1064,13	2537,93	-43861,84	-12257,25
10	3,38	-26734,85	-7104,22	-2410,10	-914,60	-42600,13	-11932,58
11	3,75	-26391,87	-6459,27	-4650,37	-2169,27	-41275,47	-11604,13
12	4,13	-24671,36	-5645,79	-6904,54	-2369,71	-39887,85	-11271,92
13	4,50	-22082,15	-4757,15	-8162,31	-2389,66	-38437,28	-10935,95
14	4,88	-19021,28	-3861,03	-8628,90	-2286,97	-36923,75	-10596,21

15	5,25	-15785,44	-3003,41	-8507,74	-2056,27	-35347,27	-10252,71
16	5,63	-12595,04	-2232,31	-7910,20	-1775,21	-33707,83	-9905,44
17	6,00	-9628,72	-1566,61	-7035,01	-1479,19	-32005,43	-9554,40
18	6,38	-6990,59	-1011,91	-6034,50	-1193,13	-30240,08	-9199,60
19	6,75	-4727,65	-564,49	-5019,64	-933,25	-28411,78	-8841,04
20	7,13	-2845,28	-214,52	-3852,25	-658,39	-26520,51	-8478,71
21	7,50	-1400,69	32,38	-2815,72	-431,21	-24566,30	-8112,61
22	7,88	-344,80	240,69	-1938,28	-251,35	-22549,12	-7742,75
23	8,25	288,33	420,02	-1227,62	-115,29	-20468,99	-7369,12
24	8,63	331,57	842,41	-677,24	-17,65	-18325,91	-6991,73
25	9,00	338,19	1096,38	-271,58	52,32	-16119,86	-6610,58
26	9,38	320,24	1198,22	61,17	133,67	-13850,87	-6073,93
27	9,75	284,67	1175,28	118,69	274,51	-11518,91	-5369,76
28	10,13	240,16	1072,51	125,80	393,49	-10016,20	-4652,21
29	10,50	192,99	924,95	121,64	443,74	-9319,99	-3921,29
30	10,88	147,37	758,55	110,60	445,77	-8611,40	-3177,00
31	11,25	105,90	591,39	92,16	409,06	-7890,44	-1561,55
32	11,63	71,34	437,99	72,35	350,23	-7157,10	1085,19
33	12,00	44,20	306,65	53,28	282,00	-6411,38	3794,87
34	12,38	24,22	200,90	36,26	213,36	-5653,28	6567,52
35	12,75	10,62	120,89	22,02	150,22	-4882,80	9403,12
36	13,13	2,37	64,56	10,88	96,18	-4099,95	12301,67
37	13,50	-1,72	28,49	2,95	53,22	-3304,71	15263,18
38	13,88	-3,35	8,54	-1,83	22,22	-2497,10	18287,65
39	14,25	-2,90	0,21	-4,55	3,49	-1677,11	21375,07
40	14,63	-1,20	-0,82	-3,21	-2,17	-844,75	24525,45
41	15,00	0,00	0,00	-3,21	-2,17	0,00	27738,78

Inviluppo verifiche fila di pali nr. 1

Nr.	Y	A _r	M _u	N _u	T _u	CS
1	0,00	44,23	18507	-58770	26386	1,72
2	0,38	44,23	11526	-84155	26386	2,41
3	0,75	44,23	1242	-149521	26386	3,22
4	1,13	44,23	14494	-100309	26386	2,16
5	1,50	44,23	19842	-68175	26386	1,66
6	1,88	44,23	22921	-53224	26386	1,38
7	2,25	44,23	24855	-45465	26386	1,21
8	2,63	44,23	26112	-41741	26386	1,10
9	3,00	44,23	26468	-40322	26386	1,04
10	3,38	44,23	26356	-40336	26386	1,02
11	3,75	44,23	25892	-41857	26386	1,04
12	4,13	44,23	25113	-43091	26386	1,11
13	4,50	44,23	24014	-45687	26386	1,21
14	4,88	44,23	22559	-49620	26386	1,37
15	5,25	44,23	20687	-55030	26386	1,58
16	5,63	44,23	18371	-62175	26386	1,86
17	6,00	44,23	15575	-71366	26386	2,24
18	6,38	44,23	12279	-83058	26386	2,75
19	6,75	44,23	8497	-97609	26386	3,44
20	7,13	24,13	2186	-64838	13510	2,44
21	7,50	24,13	57	-76545	13510	3,12
22	7,88	24,13	1073	-86341	13510	3,99
23	8,25	24,13	1657	-79046	13510	4,34
24	8,63	24,13	3256	-74669	13510	4,35
25	9,00	24,13	3513	-72101	13510	4,57
26	9,38	24,13	3557	-68602	13510	5,00
27	9,75	24,13	3420	-65491	13510	5,72
28	10,13	24,13	3155	-62724	13510	6,89
29	10,50	24,13	2801	-59172	13510	8,88
30	10,88	24,13	2388	-52700	13510	9,86
31	11,25	24,13	1938	-35511	13510	11,03
32	11,63	24,13	1493	52325	13510	12,44
33	12,00	24,13	1075	-51631	13510	14,20
34	12,38	24,13	702	4679	13510	16,41
35	12,75	24,13	387	-94258	13510	19,30
36	13,13	24,13	104	-95445	13510	23,28
37	13,50	24,13	10	-95832	13510	27,59
38	13,88	24,13	125	-95333	13510	23,05
39	14,25	24,13	4	-95214	13510	19,73
40	14,63	24,13	19	-95462	13510	17,19
41	15,00	24,13	0	0	13510	15,20

Inviluppo sollecitazioni fila di pali nr. 2

Nr.	Y	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax	Nmin	Nmax
1	0,00	6035,20	10733,60	7439,05	15884,93	36397,41	78258,38
2	0,38	3245,55	4877,87	7279,10	15610,02	36657,17	78506,37
3	0,75	-1077,00	685,85	7140,47	15060,24	36906,30	78720,22
4	1,13	-6724,59	-2161,79	6028,76	13948,52	37134,96	78868,24
5	1,50	-11955,28	-4422,57	4526,91	12446,67	37211,40	78527,04
6	1,88	-16622,79	-6120,16	2634,92	10554,69	37270,43	78129,86
7	2,25	-20580,79	-7108,26	1052,21	8272,57	37312,04	77676,71
8	2,63	-23683,01	-7502,83	-119,68	5600,31	37336,23	77167,57
9	3,00	-25783,13	-7457,95	-1064,13	2537,93	37343,01	76602,46
10	3,38	-26734,85	-7104,22	-2410,10	-914,60	37332,38	75981,38
11	3,75	-26391,87	-6459,27	-4650,37	-2169,27	37304,32	75304,31
12	4,13	-24671,36	-5645,79	-6904,54	-2369,71	37258,85	74571,27

13	4,50	-22082,15	-4757,15	-8162,31	-2389,66	37195,97	73782,25
14	4,88	-19021,28	-3861,03	-8628,90	-2286,97	37115,67	72937,26
15	5,25	-15785,44	-3003,41	-8507,74	-2056,27	37017,95	72036,28
16	5,63	-12595,04	-2232,31	-7910,20	-1775,21	36902,82	71079,33
17	6,00	-9628,72	-1566,61	-7035,01	-1479,19	36770,27	70066,41
18	6,38	-6990,59	-1011,91	-6034,50	-1193,13	36620,30	68997,50
19	6,75	-4727,65	-564,49	-5019,64	-933,25	36452,92	67872,62
20	7,13	-2845,28	-214,52	-3852,25	-658,39	36268,12	66691,76
21	7,50	-1400,69	32,38	-2815,72	-431,21	36065,91	65454,92
22	7,88	-344,80	240,69	-1938,28	-251,35	35846,28	64162,11
23	8,25	288,33	420,02	-1227,62	-115,29	35609,23	62813,32
24	8,63	331,57	842,41	-677,24	-17,65	35354,77	61408,55
25	9,00	338,19	1096,38	-271,58	52,32	35082,89	59947,81
26	9,38	320,24	1198,22	61,17	133,67	34793,60	58431,08
27	9,75	284,67	1175,28	118,69	274,51	34486,89	56858,38
28	10,13	240,16	1072,51	125,80	393,49	33885,72	55229,71
29	10,50	192,99	924,95	121,64	443,74	32910,30	53545,05
30	10,88	147,37	758,55	110,60	445,77	31899,27	51804,42
31	11,25	105,90	591,39	92,16	409,06	30852,62	50007,81
32	11,63	71,34	437,99	72,35	350,23	29770,36	48155,22
33	12,00	44,20	306,65	53,28	282,00	28652,48	46246,66
34	12,38	24,22	200,90	36,26	213,36	27498,99	44282,12
35	12,75	10,62	120,89	22,02	150,22	26309,88	42261,60
36	13,13	2,37	64,56	10,88	96,18	25085,16	40185,11
37	13,50	-1,72	28,49	2,95	53,22	23824,83	38631,41
38	13,88	-3,35	8,54	-1,83	22,22	22528,88	37935,28
39	14,25	-2,90	0,21	-4,55	3,49	21197,31	37217,23
40	14,63	-1,20	-0,82	-3,21	-2,17	19830,13	36477,24
41	15,00	0,00	0,00	-3,21	-2,17	18427,33	35715,33

Inviluppo verifiche fila di pali nr. 2

Nr.	Y	A _r	M _u	N _u	T _u	CS
1	0,00	44,23	41635	266187	26386	3,88
2	0,38	44,23	26548	381697	26386	5,56
3	0,75	44,23	1731	495706	26386	6,30
4	1,13	44,23	25531	388218	26386	4,92
5	1,50	44,23	39247	283995	26386	3,62
6	1,88	44,23	44325	223150	26386	2,86
7	2,25	44,23	46275	184174	26386	2,37
8	2,63	44,23	46878	159080	26386	2,06
9	3,00	44,23	46809	144296	26386	1,88
10	3,38	44,23	46262	137624	26386	1,81
11	3,75	44,23	45052	138205	26386	1,84
12	4,13	44,23	43167	146954	26386	1,97
13	4,50	44,23	40494	163290	26386	2,21
14	4,88	44,23	36864	186965	26386	2,56
15	5,25	44,23	32128	217923	26386	3,03
16	5,63	44,23	26439	255960	26386	3,60
17	6,00	44,23	20258	303192	26386	4,33
18	6,38	44,23	13542	359019	26386	5,20
19	6,75	44,23	7669	418423	26386	6,16
20	7,13	24,13	2483	408359	13510	6,12
21	7,50	24,13	77	414904	13510	6,34
22	7,88	24,13	1607	419815	13510	6,55
23	8,25	24,13	2553	418366	13510	6,68
24	8,63	24,13	3927	417316	13510	6,80
25	9,00	24,13	4035	415879	13510	6,94
26	9,38	24,13	3854	415183	13510	7,11
27	9,75	24,13	3459	415132	13510	7,30
28	10,13	24,13	2949	415524	13510	7,52
29	10,50	24,13	2396	416198	13510	7,77
30	10,88	24,13	1851	417028	13510	8,05
31	11,25	24,13	1346	417920	13510	8,36
32	11,63	24,13	919	418788	13510	8,70
33	12,00	24,13	577	419575	13510	9,07
34	12,38	24,13	321	420245	13510	9,49
35	12,75	24,13	143	420784	13510	9,96
36	13,13	24,13	32	421188	13510	10,48
37	13,50	24,13	4	421464	13510	10,92
38	13,88	24,13	36	421629	13510	11,12
39	14,25	24,13	3	421664	13510	11,33
40	14,63	24,13	12	421688	13510	11,56
41	15,00	24,13	0	421706	13510	11,81

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2008 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.
- Calcolo della portanza assiale e trasversale dei pali. Progetto e verifica delle armature dei pali inseriti.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	10.10
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	SCENDONI STUDIO ASSOCIATO
Licenza	AIU3272LP

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

VERIFICA PALI A BREVE TERMINE

Qmax sul palo di compressione 78,3t nella COMBO6 < Carico limite 85,7 t

Qmax sul palo di trazione -50,3 t COMBO6 < Rd laterale 76 t + W

Input e Stratigrafia - M1 - Breve Termine						
D palo	0.60	m	L/B =	25		
L palo	15.0	m				
no falda			Peso palo	106.0	KN	
numero strati	3					
Descrizione Strato	H (m)	Y (KN/m³)	φ_u	C_u (KN/m²)	α	
Eluvioni	1	18	0	10	0.40	
Eluvioni	1	18	0	10	0.40	
Formazione	15	20.5	0	150	0.40	
Coefficienti parziali di sicurezza DM08 - R3						
			Coefficienti Calcolo Resistenza caratteristica			
γ_R Portanza punta	1.35		ξ_3	1.70		
γ_R Portanza laterale	1.15		ξ_4	1.70		
Portanza alla punta						
$\sigma_{vb} = (\gamma_1 L_1) =$	302.5	KN/m²	$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c_u \cdot N_c + \sigma_{v0,p})$			
$N_c =$	9	valore letteratura				
$R_c =$	1	per terreni sovraconsolidati fessurati < 1 Meyerhof				
$R_{cal,base} =$	467.2	KN	46.7	t		
$R_{k,base} =$	274.8	KN	27.5	t		
$R_{d,base} =$	203.6	KN	20.4	t		
Portanza laterale - Metodo Alfa						
3 strati	$R_{cal,lat} =$	1485.35	KN	148.5	t	
	$R_{k,lat} =$	873.73	KN	87.4	t	
	$R_{d,lat} =$	759.77	KN	76.0	t	
Portata limite						
$R_d = R_{d,base} + R_{d,lat} =$	963.4	KN	96.3	t		
$P_{max} = R_d - W =$	857.3	KN	85.7	t	Carico max compress sul palo	

RELAZIONE ILLUSTRATIVA SU MATERIALI E DOSATURE

Premessa

La presente relazione contiene le disposizioni riguardo le caratteristiche dei materiali, la loro confezione ed il loro impiego nell'esecuzione delle strutture in calcestruzzo semplice ed armato. La relazione è conforme al D.M. 14 gennaio 2008 e circolare esplicativa.

- Classe d'uso della struttura: II
- Vita nominale dell'opera : ≥ 50 anni

1. Acciaio per cemento armato ordinario

1.1 Caratteristiche meccaniche

Acciaio saldabile per cemento armato B450C con i seguenti valori nominali delle tensioni:

tensione di snervamento nominale $f_{y\text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$;

tensione di rottura nominale $f_{t\text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$

I requisiti che deve avere l'acciaio per c.a. B450C, ottenuti da un numero significativo di campioni, sono riportati nella tabella seguente.

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t\text{ nom}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{y\text{ nom}})_k$	$< 1,35$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5ϕ	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8ϕ	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10ϕ	

Modulo elastico acciaio armatura lenta: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Tensione di progetto (§4.1.2.1.1 – D.M.14.01.2008): $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_M = 391 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di sicurezza acciaio $\gamma_M = 1,15$

1.2 Caratteristiche dimensionali ed Impiego

Tutti gli acciai per cemento armato devono essere ad aderenza migliorata, aventi cioè una superficie dotata di nervature o dentature trasversali, uniformemente distribuite sull'intera lunghezza, atte ad aumentare l'aderenza della barra al conglomerato cementizio.

Gli acciai B450C possono essere impiegati in barre di diametro \emptyset compreso tra 6 e 40 mm. L'uso di acciai B450C in rotoli è ammesso, senza limitazioni, per diametri fino a $\emptyset < 16 \text{ mm}$.

1.3 Reti e tralicci elettrosaldati

Gli acciai delle reti e tralicci elettrosaldati devono essere saldabili. L'interasse delle barre non deve superare i 330 mm. Per le reti e i tralicci costituiti con acciaio B450C, gli elementi base devono avere diametro \varnothing che rispetta la limitazione: $6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$.

1.4 Prescrizioni particolari

- Ogni fornitura deve essere accompagnata da copia del relativo certificato, con data non anteriore a tre mesi, emesso dal Laboratorio Ufficiale incaricato del controllo in stabilimento.
- Accertamento delle proprietà meccaniche in base alla norma UNI EN ISO 15630-1:2004.
- Prima della messa in opera eseguire i controlli di accettazione in cantiere e prove di resistenza ed allungamento come previsto al punto 11.3.2.10.4 del D.M. 14/01/2008.

2. Conglomerato cementizio per getti armati e non armati

2.1 Classe di Esposizione

Secondo il Prospetto 1 della norma UNI 11104:2004, in relazione alle condizioni ambientali si prescrive:

- Classe di esposizione **XC1** per le strutture in elevazione protette dalle intemperie;
- Classe di esposizione **XC2** per le strutture di fondazione;
- Classe di esposizione **XC3** parti di in elevazione della struttura quali pilastri, travi e setti all'esterno

Corrosione indotta da carbonatazione.

XC1	ASCIUTTO O PERMANENTEMENTE BAGNATO	INTERNI DI EDIFICI CON UMITA' RELATIVA BASSA. CALCESTRUZZO ARMATO ORDINARIO O PRECOMPRESSO CON LE SUPERFICI ALL'INTERNO DI STRUTTURE CON ECCEZIONE DELLE PARTI ESPOSTE A CONDENSA, O IMMERSE IN ACQUA.
XC2	BAGNATO, RARAMENTE ASCIUTTO	PARTI DI STRUTTURE DI CONTENIMENTO LIQUIDI, FONDAZIONI. CALCESTRUZZO ARMATO ORDINARIO O PRECOMPRESSO PREVALENTEMENTE IMMERSE IN ACQUA O TERRENO NON AGGRESSIVO.

	NESSUN RISCHIO DI CORROSIONE DELLE ARMATURE	CORROSIONE DELLE ARMATURE INDOTTA DALLA CARBONATAZIONE				CORROSIONE DELLE ARMATURE INDOTTA DAI CLORURI						ATTACCO DAI CICLI DI GELO/ DISGELO				AMBIENTE AGGRESSIVO PER ATTACCO CHIMICO		
						ACQUA DI MARE			CLORURI PROVENIENTI DA ALTRE FONTI									
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
MASSIMO RAPPORTO a/c	-	0,60		0,55	0,50	0,50	0,45		0,55	0,50	0,45	0,50	0,50		0,45	0,55	0,50	0,45
MINIMA CLASSE DI RESISTENZA	C12/15	C25/30		C28/35	C32/40	C32/40	C35/45		C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30		C28/35	C28/35	C32/40	C35/45
MINIMO CONTENUTO IN CEMENTO (Kg/m³)		300		320	340	340	360		320	340	360	320	340		360	320	340	360
CONTENUTO MINIMO IN ARIA (%)													3,0 (a)					
ALTRI REQUISITI												AGGREGATI CONFORMI ALLA UNI EN 12620 DI ADEGUATA RESISTENZA AL GELO/DISGELO				E' RICHIESTO L'IMPIEGO DI CEMENTI RESISTENTI AI SOLFATI (b)		
(a) QUANDO IL CALCESTRUZZO NON CONTIENE ARIA AGGIUNTA, LE SUE PRESTAZIONI DEVONO ESSERE VERIFICATE RISPETTO AD UN CALCESTRUZZO AERATO PER IL QUALE È PROVATA LA RESISTENZA AL GELO/DISGELO, DA DETERMINARSI SECONDO UNI 7087, PER LA RELATIVA CLASSE DI ESPOSIZIONE.																		
(b) QUALORA LA PRESENZA DI SOLFATI COMPORTI LE CLASSI DI ESPOSIZIONE XA2 E XA3 È ESSENZIALE UTILIZZARE UN CEMENTO RESISTENTE AI SOLFATI SECONDO LA UNI 9156.																		

2.2 Resistenza Meccanica

In funzione della classe di resistenza, nei calcoli, si sono adottate le seguenti tensioni di progetto, coerentemente con quanto disposto ai §4.1.2.1.1 del D.M.14.01.2008:

Calcestruzzo **classe di resistenza C25/30**

- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 30 = 24,9 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica media $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32,9 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 30 \text{ MPa} = 30 \text{ N/mm}^2$;
- Resistenza a trazione media $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3} = 31447 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico di progetto (cls fessurato) $E_c / 2 = 15723 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo $\gamma_c = 1,50$
- Coefficiente riduttivo resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$
- Resistenza cilindrica di progetto $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 24,9 / 1,5 = 14,11 \text{ N/mm}^2$

si prescrive:

- Classe di resistenza **C25/30**

2.3 Classe di consistenza (lavorabilità al getto)

In base ai dati di abbassamento al cono di Abrams riportati nella tabella:

CLASSE	ABBASSAMENTO AL CONO
S1	10 ÷ 40 mm
S2	50 ÷ 90 mm
S3	100 ÷ 150 mm
S4	160 ÷ 210 mm
S5	≥ 220* mm

si prescrive:

Classe **S4** per: muri contro terra, fondazioni, setti, pilastri, travi e solai.

2.4 Copriferro nominale secondo E.C.2

Copriferro minimo per soddisfare i requisiti di aderenza, durabilità ed eventuale resistenza al fuoco (secondo E.C.2 – Parte 1-1 - §4.4.1):

$$c_{nom} [\text{mm}] = c_{min} + \Delta c = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; c_{min,fuoco}) + 5 \text{ mm};$$

$c_{min,b} = \emptyset \cdot \sqrt{n_b}$ = copriferro minimo per garantire l'aderenza, pari al diametro per il numero di barre nel caso di eventuale gruppo di barre;

$c_{min,fuoco}$ = garantisce la resistenza all'incendio (gli spessori sono riportati in EN 1992-1-2 nel D.M.16.02.07);

$c_{min,dur}$ = copriferro minimo per garantire la durabilità dell'opera, in funzione delle classi di esposizione

Nella tabella seguente sono riassunti i valori dei prospetti 4.4N e 4.5N dell'EC2, che si riferiscono a strutture con vita utile di 50 e 100 anni.

CLASSE D'ESPOSIZIONE AMBIENTALE	SPESSORE MINIMO DI COPRIFERRO			
	VITA UTILE 50 ANNI		VITA UTILE 100 ANNI	
	C.A.	C.A.P.	C.A.	C.A.P.
X0	10	10	20	20
XC1	15	25	25	35
XC2, XC3	25	35	35	45

$c_{nom} [mm] = c_{min} + \Delta c = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; c_{min, fuoco}) + 5 \text{ mm} = 20 \text{ mm}$ per classe XC1;

$c_{nom} [mm] = c_{min} + \Delta c = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; c_{min, fuoco}) + 5 \text{ mm} = 30 \text{ mm}$ per classe XC2;

Si prescrive:

$c [mm] = 30 \text{ mm}$ Pilastri, Travi e Setti

$c [mm] = 25 \text{ mm}$ Solai latero cemento

$c [mm] = 50 \text{ mm}$ Fondazioni, opere di sostegno e opere interrato

2.5 Diametro massimo degli aggregati

Gli aggregati utilizzati per la produzione del calcestruzzo per uso strutturale sono ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo conformi alla norma europea UNI EN 12620, per gli aggregati leggeri, e UNI EN 13055-1.

Come **diametro massimo degli aggregati negli impasti**, si adotterà per i getti di:

travi, solai e solette: $D_{max} < 25 \text{ mm}$;

pilastri e setti: $D_{max} < 25 \text{ mm}$;

plinti, travi di fondazione: $D_{max} < 30 \text{ mm}$;

magrone: $D_{max} < 30 \text{ mm}$.

2.6 Conglomerato per getti non armati

Per il getto di pulizia si prescrive l'impiego di calcestruzzo magro a 20 kN/m^3 con sbordo e spessore di almeno 10 cm per tutte le strutture di fondazione.

2.7 Prescrizioni particolari

- Controllo di accettazione D.M. 14/01/2008: tipo A.
- E' vietata qualunque riaggiunta d'acqua in cantiere.
- Prima di ogni getto avvisare la Direzione dei Lavori.

Monte San Pietrangeli, 30/05/2016

IL DIRETTORE DEI LAVORI

IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE