

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA NUOVA ENNA – DITTAINO (LOTTO 4b)

GALLERIE ARTIFICIALI

Camerone e galleria artificiale GA01

Galleria Artificiale GA01

Relazione di calcolo 2/2

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

R	S	3	V	4	0	D	2	9	C	L	G	A	0	1	0	0	0	0	2	B
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	R.Michelangeli	Gennaio 2020	M. Arcangeli	Gennaio 2020	F.Sparacino	Gennaio 2020	F. Arduini Febbraio 2020
B	Emissione esecutiva	R.Michelangeli	Febbraio 2020	M. Arcangeli	Febbraio 2020	F.Sparacino	Febbraio 2020	ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dott. Ing. Fabrizio Arduini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 19592 del 11/02/2020

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
3	MATERIALI.....	7
3.1	CALCESTRUZZO PALI	7
3.1	CALCESTRUZZO SOLETTE E CORDOLO	8
3.2	ACCIAIO B450C	9
3.3	VERIFICA S.L.E.	9
3.3.1	<i>Stato limite di limitazione delle tensioni</i>	9
3.3.2	<i>Stato limite di fessurazione</i>	10
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	11
4.1	TERRENO DI RICOPRIMENTO/RINTERRO	11
4.1	TERRENO DI FONDAZIONE	11
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	13
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	13
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA	13
6	CRITERI DI PROGETTO	16
6.1	PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA	16
6.2	MODELLI DI CALCOLO	16
6.1	GALLERIA.....	16
7	ANALISI DEI CARICHI.....	21

7.1	PESO PROPRIO	21
7.2	SPINTA STATICA DELLE TERRE.....	21
7.3	SPINTA STATICA DELL'ACQUA.....	23
7.4	SPINTA DA SOVRACCARICO ACCIDENTALE	23
7.5	SOVRASPINTA SISMICA DEL TERRENO.....	23
7.6	FORZE D'INERZIA PER SISMA ORIZZONTALE	24
7.7	SOVRASPINTA DELL'ACQUA	24
7.8	COMBINAZIONI DI CARICO	24
8	RISULTATI.....	27
8.1	PARETI	27
8.2	VERIFICHE STRUTTURALI SOLETTONE DI COPERTURA	35
8.1	VERIFICHE STRUTTURALI RIVESTIMENTO	41

1 PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo lungo la direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo del nuovo collegamento Palermo-Catania.

Le Analisi e Verifiche nel seguito esposte fanno in particolare riferimento alla sezione tipologica della Galleria artificiale, tra le pk 1+000 e 1+350.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 17 gennaio 2018.

La galleria artificiale in esame presenta uno sviluppo longitudinale di circa 350m ed è costituita pali Φ 1500 laterali in c.a. di 30m posti ad interasse di 1,6 m che vengono realizzati a seguito di un prescavo di circa 2-3m da P.C. La modalità esecutiva prevede, in seguito la realizzazione del solettone di copertura, uno scavo intermedio con inserimento di puntone provvisorio a sostegno delle paratie, e successivamente di uno scavo a foro cieco fino alla profondità di imposta del solettone di fondo scavo. Infine si procede con i lavori di sistemazione del terreno a ricoprimento della galleria e la realizzazione delle fodere di rivestimento interne ai pali.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.

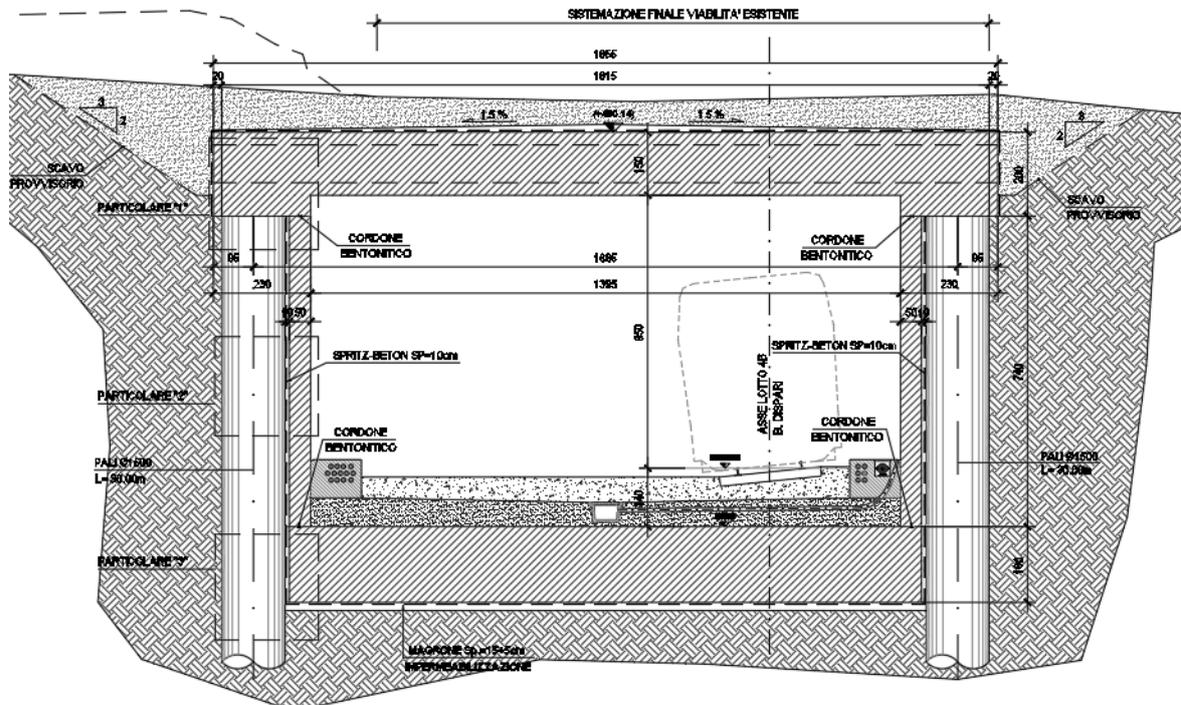


Fig. 1 – Sezione trasversale dell'opera

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

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

- L. n. 64 del 2/2/1974“Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- L. n. 1086 del 5/11/1971“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione Europea modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019.
- Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010.
- RFI DTC SI MA IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- RFI DTC SI SP IFS 001 B – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- CNR-DT207/2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.
- UNI EN 206-1:2006 Parte 1: Calcestruzzo-Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- EUROCODICE 7: progettazione geotecnica
- Eurocodice 8. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

3 MATERIALI

3.1 Calcestruzzo pali

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{ck} = 24.9 \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{ck})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{cm} = 32.9 \text{ MPa} \quad (f_{ck} + 8)$$

Resistenza a trazione assiale:

$$f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = 1.79 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Resistenza a trazione per flessione:

$$f_{ctm} = 3.1 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = 1.5$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1.0

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

$$f_{cd} = 14.1 \text{ MPa} \quad (0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_s)$$

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$$f_{ctd} = 1.19 \text{ MPa} \quad (f_{ctk,0,05} / \gamma_s)$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

$$f_{ctd} = 1.43 \text{ MPa} \quad 1,2 \cdot f_{ctd}$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valore va ridotto del 20%

Modulo di elasticità normale :

$$E_{cm} = 31447 \text{ MPa}$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G_{cm} = 13103 \text{ MPa}$$

Modulo di Poisson:

$$\nu = 0.2$$

□

Coefficiente di dilatazione lineare

$$\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$$\eta = 1.00$$

$$f_{bd} = 2.69 \text{ MPa} \quad (2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_s)$$

Nel caso di armature molto addensate, o ancoraggi in zona tesa tale valore va diviso per 1,5

Tensioni massime per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

RELAZIONE DI CALCOLO 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	GA 01 00 002	B	8 di 46

$\sigma_{\text{max QP}} = (0,40 f_{\text{ck}}) = \boxed{9.96}$ MPa (Combinazione di Carico Quasi Permanente)

$\sigma_{\text{max R}} = (0,55 f_{\text{ck}}) = \boxed{13.70}$ MPa (Combinazione di Carico Caratteristica - Rara)

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

Copriferro 60mm

3.1 Calcestruzzo solette e cordolo

Classe di resistenza: Elevazione

C30/37

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{\text{ck}} =$	37	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{\text{ck}} =$	30.71	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{\text{cm}} =$	38.71	N/mm^2
Resistenza a trazione semplice	$f_{\text{ctm}} =$	2.94	N/mm^2
Resistenza a trazione per flessione	$f_{\text{ctm}} =$	3.53	N/mm^2
Modulo elastico secante medio	$E_{\text{cm}} =$	33019	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{\text{ctk}} =$	2.06	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{\text{ctk}} =$	3.82	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{\text{cd}} =$	17.4	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{\text{ctd}} =$	1.37	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{\text{cd}} =$	30.7	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{\text{ctd}} =$	2.06	N/mm^2
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{\text{c,ad}} =$	18.43	N/mm^2
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{\text{c,ad}} =$	13.82	N/mm^2

Classe di esposizione: XC3

Copriferro: 40mm

3.2 Acciaio B450C

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$;

Tensione di progetto: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$

in cui $\gamma_m = 1.15$ $f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa}$;

Modulo Elastico $E_s = 210'000 \text{ MPa}$.

3.3 Verifica S.L.E.

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato

3.3.1 Stato limite di limitazione delle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente a trazione" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A", ovvero:

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$.

3.3.2 Stato limite di fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Data la maggior restrittività, alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal "Manuale di Progettazione delle Opere Civili" secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel DM 17.1.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

– Combinazione Caratteristica (Rara) $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura riportata al C4.1.2.2.4.5 della Circolare.

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si rimanda alla relazione geotecnica per la trattazione completa dei parametri geotecnici.

4.1 Terreno di ricoprimento/rinterro

Per il terreno di ricoprimento dell'opera sono state assunte le seguenti caratteristiche geotecniche :

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata

4.1 Terreno di fondazione

Per il terreno esistente sono state assunte le seguenti caratteristiche geotecniche :

Indagini di riferimento: SD03, SD03bis

Da 0.0 a 9.5 m Unità cap-s – Capellaccio sabbioso limoso costituente la parte alterata sabbiosa della formazione di base

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 33^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$V_s = 150 \div 250 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$E_o = 150 \div 300 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale
$E'_{op} = E_o/5 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico operativo per analisi opere di sostegno e
fondazioni dirette	($E'_{op} = 45 \text{ MPa}$)
$k = 7.0E^{-07} \text{ m/s}$	permeabilità

Da 9.5 a 30.0 m Unità TRVa – Formazione di Terravecchia arenarie e sabbie alternate con peliti

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 10 \text{ kPa}$	coesione drenata (non ci sono ancora prove disponibili)
$\varphi' = 30^\circ$	angolo di resistenza al taglio (non ci sono ancora prove disponibili)

$V_s = 400 \div 780$ m/s

velocità delle onde di taglio

$E_o = 390 \div 1000$ MPa

modulo di deformazione elastico iniziale

$E' = E_o/5$ MPa

modulo di deformazione elastico operativo per calcolo cedimenti fondazione e

opere di sostegno

($E'_{op} = 80$ MPa fino a 30 m, $E'_{op} = 120$ MPa per profondità > 30 m)

$k = 1.0E^{-07} \div 2.0E^{-06}$ m/s

permeabilità

Falda: 7 m da p.c.

Categoria sottosuolo sismica:

da MASW $V_{s,eq} = 361$ m/s

categoria tipo C

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

5.1 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (V_N), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (C_U)

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: $V_N = 75$ anni (categoria 2: "Altre opere nuove a velocità $V < 250$ Km/h"). Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto corrisponde una Classe III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II): $C_U = 1.5$.

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutati in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

5.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 17-01-2018, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica / V_R) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

- Categoria sottosuolo **C**

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 17.01.18, si ottiene per il sito in esame:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 14.35203 LATITUDINE: 37.57612

Ricerca per comune

REGIONE: Sicilia PROVINCIA: Enna COMUNE: Leonforte

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni:
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo:
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione: media ponderata

„a "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, a "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera:

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N : 75 info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U : 1.5 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 112.5 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R : info

Stati limite di esercizio - SLE:

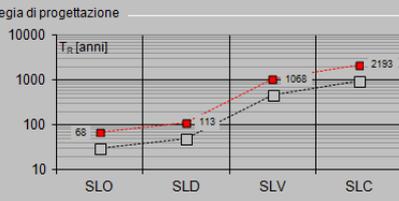
- SLO - $P_{VR} = 81\%$: 68
- SLD - $P_{VR} = 63\%$: 113

Stati limite ultimi - SLU:

- SLV - $P_{VR} = 10\%$: 1068
- SLC - $P_{VR} = 5\%$: 2193

Elaborazioni:
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO:
 - - - - - Strategia per costruzioni ordinarie
 - - - - - Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

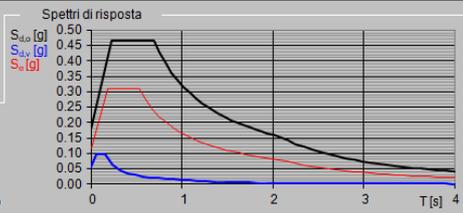
Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **C** info $S_S = 1.500$ $C_C = 1.295$ info
 Categoria topografica: **T1** info $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s **1** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q_v **1.5** $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

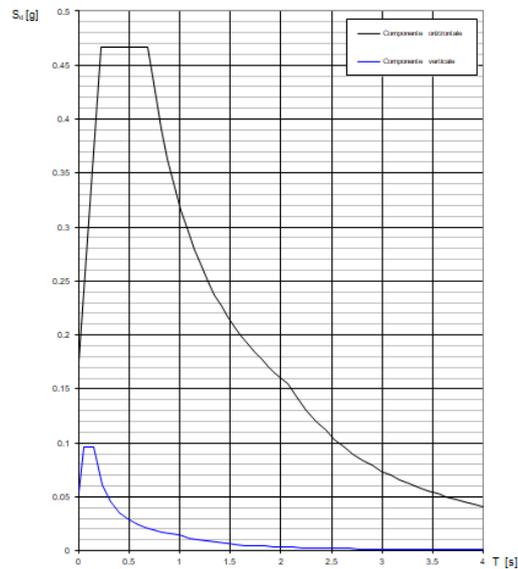
Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.118 g
F_n	2.643
T_c^*	0.529 s
S_S	1.500
C_C	1.295
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.228 s
T_C	0.685 s
T_D	2.071 s

6 CRITERI DI PROGETTO

6.1 Programmi per l'analisi automatica

Lo stato tenso-deformativo della paratia è stato investigato mediante il software di calcolo *PARATIEPLUS*.

6.2 Modelli di calcolo

Lo stato tenso-deformativo dei pali è stato investigato mediante il software di calcolo *PARATIE PLUS*, programma non lineare agli elementi finiti per l'analisi di strutture di sostegno flessibili.

Si è considerato un comportamento piano nelle deformazioni, analizzando una striscia di parete di larghezza unitaria. La realizzazione dello scavo sostenuto da paratie è seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una quota di scavo, da un insieme di puntone e tiranti applicati e da una ben precisa disposizione di carichi applicati.

6.1 Galleria

La galleria è costituita da due paratie di pali $L=30\text{m}$ $D1500$ ad interesse 1.6m , collegati in testa da una soletta in c.a. alleggerita di spessore 1.5m . La soletta viene considerata nel modello collegata alle due pareti tramite vincolo di incastro interno. Il solettone di base, di spessore 1.8m , viene invece svincolato a Taglio e Momento. Si incrementa l'altezza di scavo del 10% secondo quanto riportato al cap.6.5.2.2 delle NTC ($13.0\text{m} \cdot 1.1 = 14.30\text{m}$).

Nella modellazione è implementata la seguente successione di step:

Step 0. Inizializzazione geostatica.

Step 1. Esecuzione pali $\varphi=1500\text{ mm}$.

Step 2. Esecuzione scavo fino ad intradosso solettone di copertura.

Step 3. Realizzazione solettone di copertura.

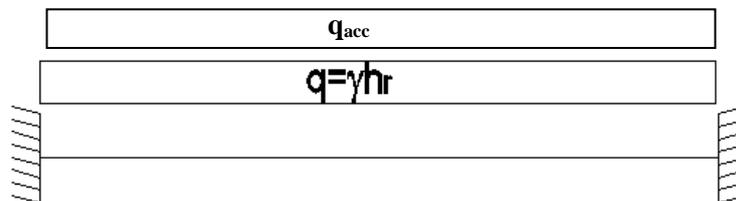
Step 4. Esecuzione scavo intermedio.

Step 5. Inserimento puntone provvisorio.

Step 6. Esecuzione scavo a foro cieco fino ad intradosso solettone di base.

Step 7. Realizzazione solettone di base e pareti di rivestimento.

Step 8. Sistemazione finale, con rimozione del puntone provvisorio. In tale fase, per esigenze legate al tipo di software utilizzato, il carico agente sul solettone superiore è stato modellato come azioni concentrate agenti in testa ai pali secondo lo schema seguente:



Dove:

h_r = Altezza terreno di ricoprimento effettiva.

Per cui le reazioni vincolari applicate in testa ai pali sono pari a:

$q = 20$ kN/m (peso terreno ricoprimento solettone 1.00m)

$q_{acc} = \text{corsia 1 (9kN/mq)} + \text{tandem (2*Q}_i=300 \text{ kN)}$ kN/m (carico accidentale da traffico veicolare)

$M = 540$ kNm (Momento incastro solettone $q \cdot l^2/12$)

$M_{acc} = 695$ kNm (Momento incastro solettone $q_{acc} \cdot l^2/12$)

Per indicazioni più precise sul carico da traffico si veda cap 8.2 "Verifiche Strutturali Solettone di Copertura".

Step 9. Attivazione sisma ($k_h=0.177$; $k_v=0.088$).

L'azione sismica viene valutata secondo:

7.11.6.3.1 Metodi pseudostatici

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad (7.11.9)$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

Si adotta $\beta = 0.826$ ($U_s = 0.01m$)

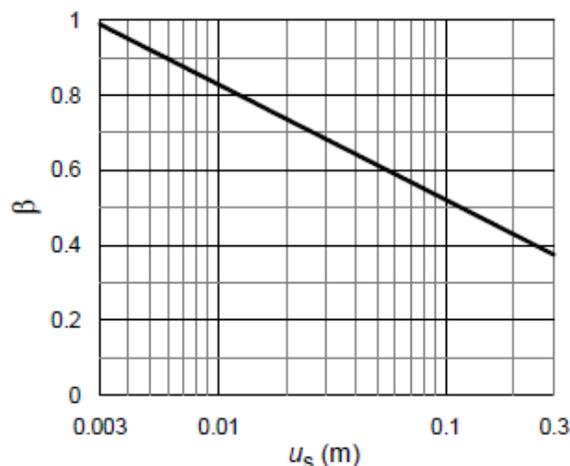


Fig. 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Il fattore α per suolo tipo C e 30m di lunghezza paratia risulta pari ad 0.52:

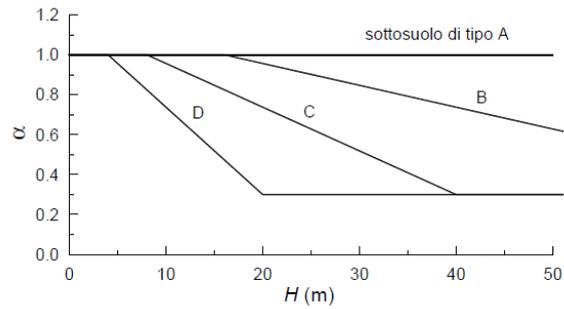


Figura 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

Di seguito si riportano le immagini relative alle fasi di calcolo:



7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 Peso Proprio

Il peso proprio della struttura è calcolato in base alla geometria degli elementi strutturali e al peso specifico assunto per i materiali:

$$\gamma_{cls}=25.0 \quad \text{kN/m}^3$$

7.2 Spinta statica delle terre

Nel modello di calcolo impiegato dal software di calcolo PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (\text{OCR})^m$$

dove

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($\text{OCR}=1$). OCR è il grado di sovraconsolidazione e m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi'/2)$$

Per tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno il software PARATIE impiega per K_a e K_p la formulazione rispettivamente di Coulomb e Lancellotta.

Formulazione di Coulomb per k_a

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)} \right]^2}$$

dove:

ϕ' è l'angolo di attrito del terreno

β è l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

δ è l'angolo di attrito paratia-terreno

i è l'angolo d'inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale

Il valore limite della tensione orizzontale sarà pari a

$$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}$$

$$\sigma'_h = K_p \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_p}$$

a seconda che il collasso avvenga in spinta attiva o passiva rispettivamente. c' è la coesione drenata del terreno.

Formulazione di Lancellotta per k_p

$$K_p = \left[\frac{\cos \delta}{1 - \sin \Phi'} (\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \Phi' - \sin^2 \delta}) \right] e^{2\theta \tan \Phi'}$$

dove:

$$2\theta = \sin^{-1}\left(\frac{\sin \delta}{\sin \Phi'}\right) + \delta$$

7.3 Spinta statica dell'acqua

La spinta dell'acqua è proporzionale alla profondità a partire dalla quota di falda. La falda è posta a 7.0m da p.c.. Nel modello di calcolo verrà posta sotto il solettone inferiore, nell'ipotesi che la spinta sia assorbita dal rivestimento interno.

La falda viene poi utilizzata per la verifica del rivestimento.

7.4 Spinta da sovraccarico accidentale

Il sovraccarico accidentale di superficie è assunto pari a 20 kPa, riprodotte il traffico stradale attivo sull'eventuale carreggiata presente a tergo delle opere.

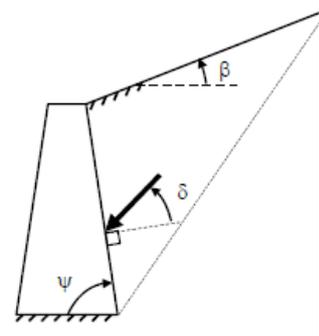
7.5 Sovrappinta sismica del terreno

Per la determinazione dell'incremento di spinta sismica si utilizza la seguente espressione (Mononobe-Okabe):

$$\beta \leq \phi - \theta: K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta)\text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

(12-14)



$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2$$

dove γ è la media pesata del peso di volume del terreno da p.c. a fondo scavo e H è il dislivello tra la quota del piano campagna e la quota di fondo scavo.

Tale forza viene applicata ad 1/3 dell'altezza libera della paratia:

Opzioni Sisma (attive solo nell'ultima fase)

Opzioni

Includi Azione Sismica

1. Definizione accelerazione

Coefficiente accel. base a_g / g

Fattore importanza I

Coefficiente S_s

Coefficiente S_T

$a_{max} / g =$

2. Accelerazione di calcolo

Eurocodice

Calcolo coefficiente di risposta R

Input diretto

Da formule

U_s m T_c m/s

V_{max} m/s V_{max}/a_{max} >

R= >

NTC

$U_{s=}$ m

$\beta=$ >

$\alpha=$ >

$k_h = \alpha \beta a_{max}$

3. Definizione calcolo

Modalità spinta Paratia fuori terra
 Paratia intera

Comportamento idraulico Terreno pervio
 Terreno impervio

k_{vu} (% k_h)

k_{vd} (% k_h)

R_u

Includi inerzia paratia

4. Metodo di calcolo

Procedura Automatica (Paratie)

Pressione di Wood [0-1]

Valore Applicato

Manuale (Carichi Esterni)

Comportamento Paratia Flessibile (usa k_h)
 Rigido (usa a_{max})

Metodo Wood
 Mononobe-Okabe
 Semirigido

B= Correlazione $\alpha_1 - \alpha_2$

$\alpha_1=$

$\alpha_2=$



7.6 Forze d'inerzia per sisma orizzontale

L'azione inerziale è stata introdotta come accelerazione nella direzione del sisma di intensità pari:

$$F_h = W_i \times k_h$$

7.7 Sovrappinta dell'acqua

Poichè tutti i terreni hanno permeabilità inferiore a $5 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ non si è considerata la sovrappinta idrodinamica.

7.8 Combinazioni di carico

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)
- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;

- sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
 - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - sifonamento del fondo scavo;
 - instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
 - SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia,
- accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \varphi'/2$ ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 2- Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I NTC2018)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,0	1,0

Tabella 3- Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab.6.2.II NTC2018)

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella 4: Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (Tabella 6.8.I - NTC 2018)

8 RISULTATI

8.1 Pareti

Stratigrafia:

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 0 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -9.5 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -30 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	$c'v$	$c'p$	Su	Modulo	Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur	
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa	kPa				kPa			kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
1	cap-s	19.5	19.5	33			0		Constant		45000	135000											
2	TRVa_2	19	19	30			10		Constant		80000	240000											
3	TRVa_3	19	19	30			10		Constant		120000	360000											

Parete sx:

X : 0 m

Quota in alto : -3 m

Quota di fondo : -31 m

Muro di destra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 28 m

Materiale :

Quota iniziale : -3 m

Barre 1

Numero di barre : 36

Diametro : 0.026 m

Distanza dal bordo : 0.087 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2

Copertura : 0.06 m

Diametro : 0.014 m

Lunghezza : 28 m
Quota iniziale : -3 m
Passo : 0.15 m

Rinforzo longitudinale 2

Lunghezza : 28 m
Materiale :
Quota iniziale : -3 m

Barre 1

Numero di barre : 36
Diametro : 0.026 m
Distanza dal bordo : 0.127 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2
Copertura : 0.1 m
Diametro : 0.014 m
Lunghezza : 28 m
Quota iniziale : -3 m
Passo : 0.15 m

Sezione : paratia fi1500

Area equivalente : 1.10446616727766 m

Inerzia equivalente : 0.1553 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 1.6 m

Diametro : 1.5 m

Efficacia : 1

Parete dx:

X : 18 m

Quota in alto : -3 m

Quota di fondo : -31 m

Muro di sinistra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 28 m
Materiale :
Quota iniziale : -3 m

Barre 1

Numero di barre : 36

Diametro : 0.026 m
Distanza dal bordo : 0.087 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2
Copertura : 0.06 m
Diametro : 0.014 m
Lunghezza : 28 m
Quota iniziale : -3 m
Passo : 0.15 m

Rinforzo longitudinale 2

Lunghezza : 28 m
Materiale :

Quota iniziale : -3 m

Barre 1

Numero di barre : 36
Diametro : 0.026 m
Distanza dal bordo : 0.127 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2
Copertura : 0.1 m
Diametro : 0.014 m
Lunghezza : 28 m
Quota iniziale : -3 m
Passo : 0.15 m

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 28 m
Materiale :

Quota iniziale : -3 m

Barre 1

Numero di barre : 36
Diametro : 0.026 m
Distanza dal bordo : 0.087 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2
Copertura : 0.06 m
Diametro : 0.014 m
Lunghezza : 28 m
Quota iniziale : -3 m
Passo : 0.15 m

Rinforzo longitudinale 2

Lunghezza : 28 m
Materiale :

Quota iniziale : -3 m

Barre 1

Numero di barre : 36

Diametro : 0.026 m
Distanza dal bordo : 0.127 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2
Copertura : 0.1 m
Diametro : 0.014 m
Lunghezza : 28 m
Quota iniziale : -3 m
Passo : 0.15 m

Sezione : paratia fi1500

Area equivalente : 1.10446616727766 m

Inerzia equivalente : 0.1553 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 1.6 m

Diametro : 1.5 m

Efficacia : 1

Riepilogo per tutte le Design Assumption (DA) attive

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.54 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 10)

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.14 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 2)

Risultati Elementi parete (Beam)

Max. momento (assoluto) [kNm/m] 1789.9 Z = -3 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 10)

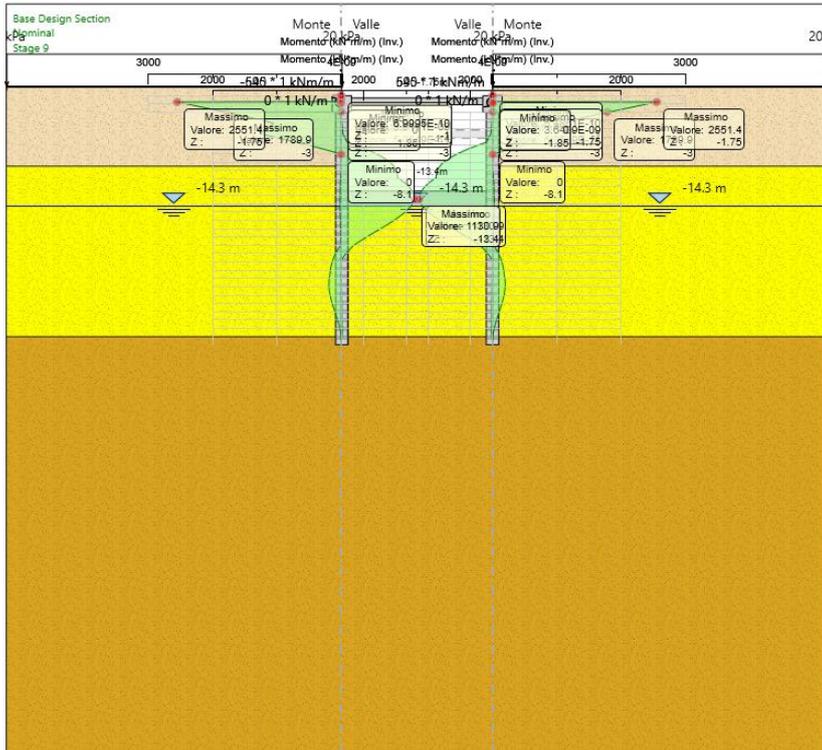
Max. taglio [kN/m] 588.68 Z = -5.7 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)

Max. sfruttamento a flessione 0.372 Z = -3 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 10)

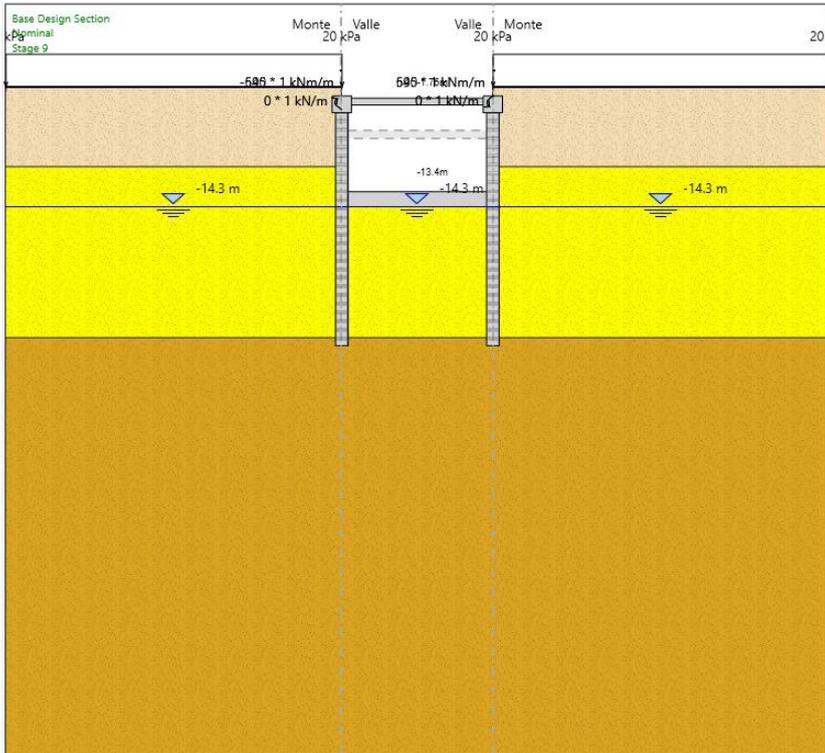
Max. sfruttamento a taglio 0.569 Z = -5.7 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)

Max. massima ampiezza fessure [mm] 0.196 Z = -3 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 10)

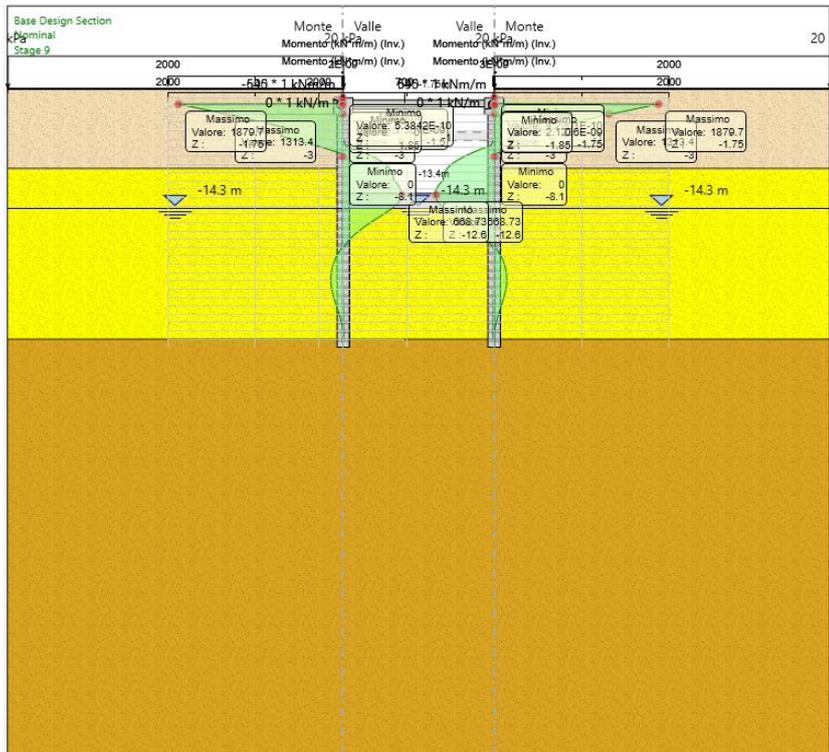
Inviluppo Momento:



Inviluppo Taglio:



Spostamento SLE:



Incidenza Armature:

Pali: 160 kg/m³

Solettone: 200 kg/m³

Riepilogo Combinazioni di carico

Nome	Carichi	Carichi	Carichi	Carichi	Carico	Pressio	Pressio	Carichi	Carichi	Carichi	Carichi	Carichi	Carichi
	Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load_unfavour)	Permanenti Favorevoli (F_dead_load_favour)	Variabili Sfavorevoli (F_live_load_unfavour)	Variabili Favorevoli (F_live_load_favour)	Sismico (F_seism_load)	ni	ni	Permane nti	Permane nti	Variabili Destabilizzanti (F_UPL_Q Destab)	Permanen ti Destabilizzanti (F_HYD_G Destab)	Permane nti Stabilizza nti (F_HYD_G Destab)	Variabili Destabilizzanti (F_HYD_Q Destab)
Simbolo	γG	γG	γQ	γQ	γQE	γG	γG	$\gamma Gdst$	$\gamma Gdst$	$\gamma Qdst$	$\gamma Gdst$	$\gamma Gdst$	$\gamma Qdst$
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su $\tan(\phi')$ (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	$\gamma \phi$	γc	γcu	γqu	$\gamma \gamma$
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γRe	γap	γat	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1

I coefficienti di combinazione utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni sono quelli riportati nella tabella seguente:

COEFFICIENTI	SLE	STR
γ_{G1}	1	1.35
γ_{G2}	1	1.5
γ_Q	1	1.35

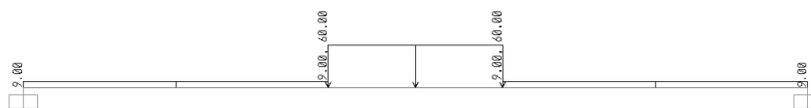
Assegnazione carico G1



Assegnazione carico G2



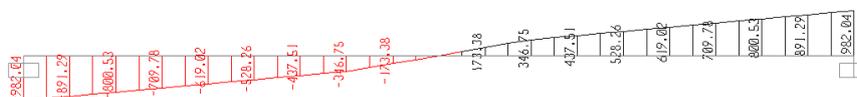
Assegnazione carico Q

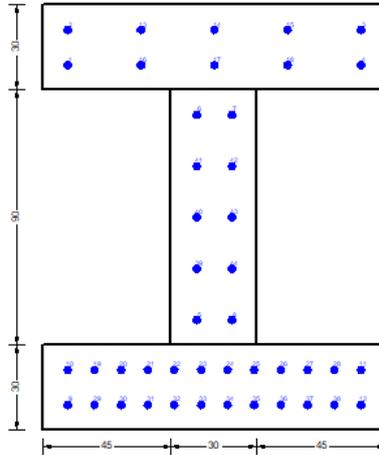


Mmax



Vmax





CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	8.500	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-60.0	45.0
2	-60.0	75.0
3	60.0	75.0
4	60.0	45.0

DOMINIO N° 2

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

RELAZIONE DI CALCOLO 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	GA 01 00 002	B	38 di 46

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-15.0	-45.0
2	-15.0	45.0
3	15.0	45.0
4	15.0	-45.0

DOMINIO N° 3

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-60.0	-75.0
2	-60.0	-45.0
3	60.0	-45.0
4	60.0	-75.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-51.2	53.8	26
2	-51.2	66.2	26
3	51.2	66.2	26
4	51.2	53.8	26
5	-6.2	-36.2	26
6	-6.2	36.2	26
7	6.2	36.2	26
8	6.2	-36.2	26
9	-51.2	-66.2	26
10	-51.2	-53.8	26
11	51.2	-53.8	26
12	51.2	-66.2	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	26
2	1	4	3	26
3	10	11	10	26
4	9	12	10	26
5	5	6	3	26
6	7	8	3	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 8 mm
Passo staffe: 10.4 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	2988.58	996.19
2	0.00	3182.00	983.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	2099.52	0.00
2	0.00	2285.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.7 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.7 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	2988.58	0.00	7301.31	2.44	233.6(29.7)
2	S	0.00	3182.00	0.00	7301.31	2.29	233.6(29.7)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max \cdot (e_sm - e_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00074	0	0.500	26.0	75	0.00040 (0.00040)	382	0.155 (0.20)	1587.43	0.00
2	S	-0.00081	0	0.500	26.0	75	0.00044 (0.00044)	382	0.169 (0.20)	1587.43	0.00

8.1 Verifiche strutturali rivestimento

Il rivestimento viene verificato come trave incastrata (alla soletta inferiore) ed appoggiata (alla soletta superiore), soggetta alla spinta dell'acqua ed alle forze di inerzia. Si analizza una sezione di lunghezza unitaria. La falda è posizionata 2.0m sotto il solettone superiore.

La spinta dell'acqua è valutata come:

$$P = \gamma \cdot H = 10 \cdot 5.9 = 59 \text{ kN/m}$$

La spinta inerziale è valutata come:

$$P = \rho \cdot g \cdot S \cdot \gamma \cdot s = 0.118 \cdot 1.50 \cdot 25 \cdot 0.6 = 2.7 \text{ kN/m}$$

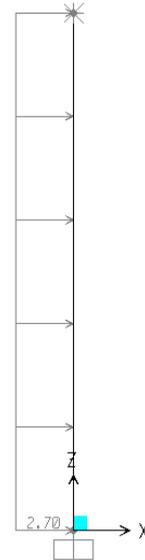
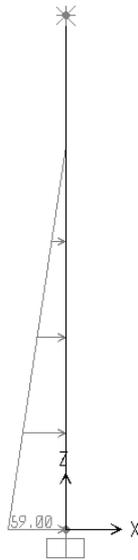
(in favore di sicurezza allo spessore della parete 50cm viene aggiunto quello dello spritz-beton di 10cm)

Combinazioni:

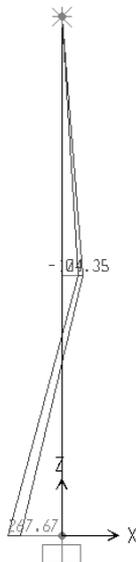
SLU: 1.5* Falda

SLV: 1.0* Falda + 1.0* Sisma

SLE: 1.0* Falda



Assegnazione dei carichi



Sollecitazioni Involuppo SLU/SLV Momento e Taglio

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	8.500 MPa

Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
Def.unit. ultima ecu:	0.0035
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.5	8.5	20
2	-41.5	41.5	20
3	41.5	41.5	20
4	41.5	8.5	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	20
2	1	4	8	20

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	8 mm
Passo staffe:	16.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	204.10	169.90
2	0.00	267.70	230.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	178.50	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.7 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	204.10	0.00	464.17	2.27	47.1(15.0)
2	S	0.00	267.70	0.00	464.17	1.73	47.1(15.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

RELAZIONE DI CALCOLO 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	GA 01 00 002	B	45 di 46

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	50.0	0.00009	-41.5	41.5	-0.01314	-41.5	8.5
2	0.00350	-50.0	50.0	0.00009	-41.5	41.5	-0.01314	-41.5	8.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000400893	-0.016544637		
2	0.000000000	0.000400893	-0.016544637		

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 8 mm
Passo staffe: 16.0 cm [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = V_y ortogonale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	169.90	1114.02	233.62	46.5 38.0	100.0	2.500	1.000	4.6	6.3(0.0)
2	S	230.00	1114.02	233.62	46.5 38.0	100.0	2.500	1.000	6.2	6.3(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.85	-50.0	50.0	-157.3	-41.5	8.5	1150	31.4

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
Esito della verifica

RELAZIONE DI CALCOLO 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	GA 01 00 002	B	46 di 46

e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00104	0	0.500	20.0	75	0.00047 (0.00047)	379	0.179 (0.20)	146.85	0.00