

Variante S.S.1 Aurelia – Variante in Comune di Massa
1°Lotto (Canal Magro – Stazione).

PROGETTO DEFINITIVO

cod. F1397

PROGETTAZIONE: RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI		MANDATARIA: 	MANDANTI:  
IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE: Ing. Andrea Renzo – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2413		IL PROGETTISTA: GRUPPO DI PROGETTAZIONE: COORDINAMENTO PROGETTAZIONE, PROGETTAZIONE STRADALE, GEOTECNICA ED OPERE STRUTTURALI: Ing. Marcello Mancone – POLITECNICA ordine ingegneri Provincia di Firenze n.5723	
IL GEOLOGO: Geol. Pietro Accolti Gil – POLITECNICA Ordine Geologi Regione Toscana n° 728		STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE: Arch. Paola Gabrielli – POLITECNICA ordine Architetti Provincia di Bologna n. 2921	
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: Ing. Marcello Mancone – POLITECNICA ordine ingegneri Provincia di Firenze n.5723		CANTIERIZZAZIONE E FASI ESECUTIVE: Ing. Alessio Gori – POLITECNICA ordine ingegneri Provincia di Firenze n.5969	
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO: Ing. Raffaele Franco Carso		IDROLOGIA ED IDRAULICA: Ing. Alessandro Cecchelli – POLITECNICA ordine ingegneri Provincia di Grosseto n.760	
PROTOCOLLO:	DATA:	COLLABORATORI DI PROGETTO: Ing. Massimo Palermo – POLITECNICA Ing. Mattia De Caro – POLITECNICA Ing. Giulio Melosi – POLITECNICA Geom. Franco Mariotti – POLITECNICA	

05 – OPERE D'ARTE

Opere d'arte minori – OM.01–Barriere antirumore
Relazione geotecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. D P F I 1 0 D 1 9 0 1		NOME FILE 0538_T00OM01STRRE01B	Progr. ELAB. 0538	REV. B	SCALA: -
CODICE ELAB. T 0 0 O M 0 1 S T R R E 0 1					
D					
C					
B	REVISIONE A SEGUITO DI ISTRUTTORIA ANAS	11/2020	POLITECNICA	M.PALERMO	M.PALERMO A.RENSO
A	EMISSIONE	06/2020	POLITECNICA	M.PALERMO	M.PALERMO A.RENSO
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	1
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1	NORMATIVA NAZIONALE	4
2.2	EUROCODICI	4
3	MATERIALI	5
3.1	CONGLOMERATI CEMENTIZI.....	5
3.1.1	Conglomerato cementizio magro	5
3.1.2	Conglomerato cementizio per cordolo	5
3.2	ACCIAIO PER C.A.....	5
3.2.1	Acciaio per calcestruzzo armato B450C.....	5
3.3	ACCIAIO DA CARPENTERIA	5
3.3.1	Acciaio da Carpenteria montanti barriere e piastrame S355JOWP.....	5
3.4	BULLONI E TITAFONDI	5
3.5	ANALISI DEI CARICHI.....	6
3.5.1	Analisi e combinazione dei carichi	6
3.6	APPROCCI PROGETTUALI E CRITERI DI VERIFICA.....	10
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO GEOTECNICO E STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO	12
5	VERIFICA BARRIERE FONOASSORBENTI	13
5.1	Geometria barriere	13
5.1.1	Verifica montante.....	13
5.1.2	Dimensionamento Cordolo su pali	25

1 PREMESSA

La seguente relazione tratta la verifica delle strutture delle barriere fonoassorbenti, presenti come interventi di mitigazione acustica lungo il nuovo asse stradale di progetto. L'altezza delle barriere è compresa tra $h_1=2.35\text{m}$ e $h_2=4.0\text{m}$, a parte un piccolo tratto di circa 45mt in cui è prevista una barriera di altezza pari a $5\text{m} + 2\text{m}$ con un aggetto di 2.0m inclinato a 45° .

Nella figura sottostante si riporta una tabella riassuntiva con le varie tipologie delle barriere e la loro estensione planimetrica.


















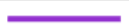





TABELLA BARRIERE FONOASSORBENTI								
Simbolo Barriera	Identificativo Barriera	Tipo di supporto	Tipo di montante	Int. montante [m]	Altezza [m]	Lunghezza [m]	Superficie [mq]	Tipologia pannello fonoassorbente
	Ba NORD_01	Cordolo	HEA 220	2.00	4.50	72.00	324.00	Acc. verniciato
	Ba NORD_02	Cordolo	HEA 220	2.00	2.50	459.00	1147.50	Acciaio "corten"
		Sottop. OP.04			2.50			
		Cordolo			2.50			
	Ba NORD_03	Cordolo	HEA 220	2.00	4.00	146.00	584.00	Acciaio "corten"
	Ba NORD_04	Cordolo	HEA 220	2.00	4.00	54.00	216.00	Acciaio "corten"
	Ba NORD_05	Muro OS.04	HEA 220	2.00	3.00	177.00	531.00	Acciaio "corten"
		Sottop. OP.03			3.00			
		Muro OS.04			3.00			
	Ba NORD_06	Cordolo	HEA 220	2.00	3.00	132.00	396.00	Acciaio "corten"
	Ba NORD_07	Muro OS.05	HEA 220	2.00	4.00	67.00	268.00	Acciaio "corten"
	Ba NORD_08	Cordolo	HEA 220	2.00	3.00	94.00	282.00	Acciaio "corten"
	Ba NORD_09	Cordolo	HEA 220	2.00	2.50	233.00	582.50	Acciaio "corten"
		Ponte OP.01			2.50			
		Cordolo			2.50			
	Ba NORD_10	Cordolo	HEA 220	2.00	5.00	37.00	185.00	Acc. verniciato
	Ba SUD_01	Cordolo	IPE 330	2.00	5.00+2.00	45.00	315.00	Acc. verniciato
	Ba SUD_02	Muro OS.06	HEA 220	2.00	2.50	445	1112.50	Acciaio "corten"
		Cordolo			2.50			
		Ponte OP.01			2.50			
		Cordolo			2.50			
	Ba SUD_03	Cordolo	HEA 220	2.00	5.00	47.00	235.00	Acc. verniciato
	Ba SUD_04	Cordolo	HEA 220	2.00	2.50	53.00	132.50	Acc. verniciato

Figura 1 – Tabella riassuntiva con tipologia ed estensione dei pannelli fono assorbenti

Nelle immagini di fig.2-5 sono riportate le varie tipologie di barriere utilizzate lungo il tracciato:

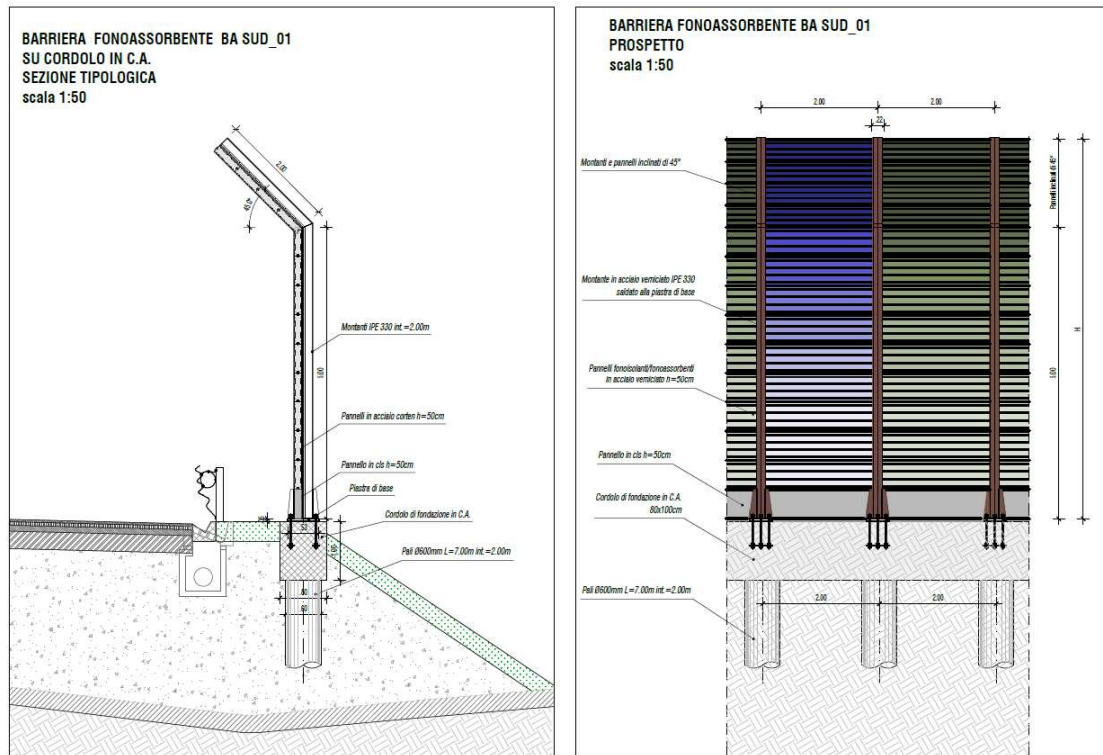


Figura 2 – Barriera fonoassorbente h5 + 2m

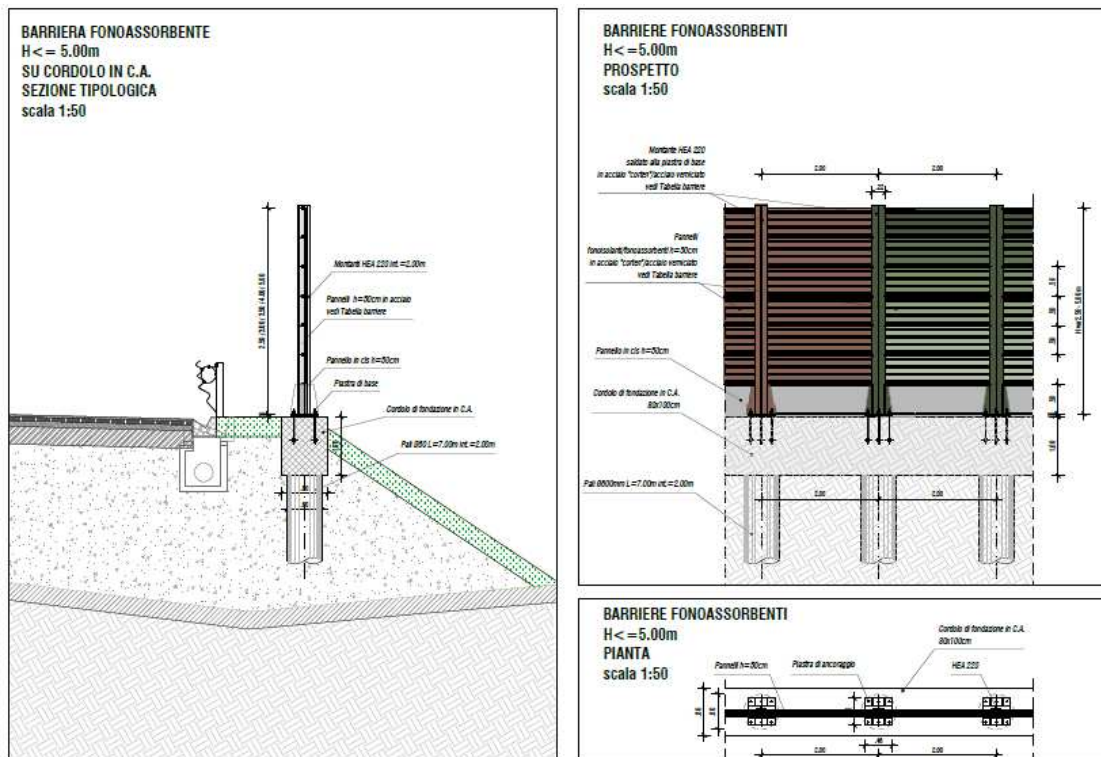


Figura 3 – Barriera fonoassorbente su cordolo h <= 5.00m

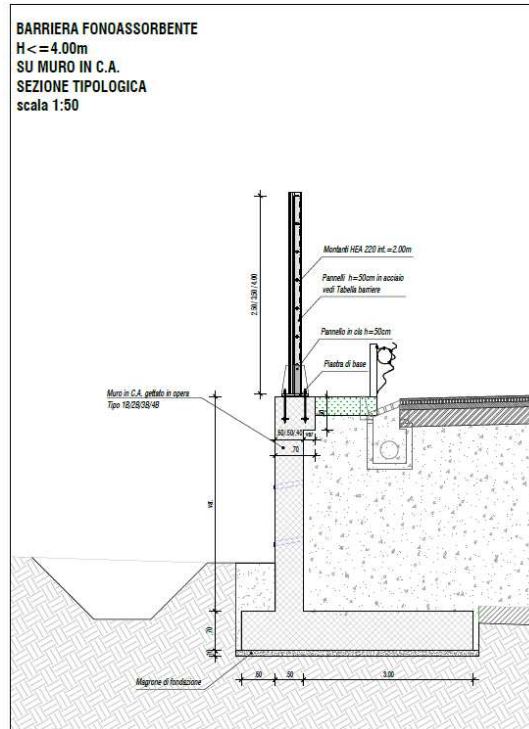


Figura 4 – Barriera fonoassorbente testa muro h <= 4.0m

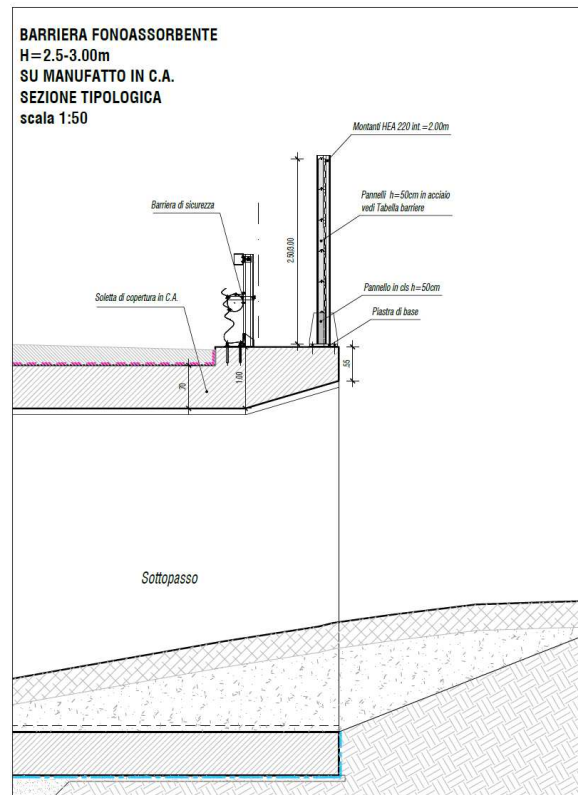


Figura 5 – Barriera fonoassorbente testa muro h <= 4.0m

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

La progettazione, il dimensionamento e le verifiche delle strutture in oggetto, sono stati redatti in ottemperanza al quadro normativo tecnico vigente, con particolare riferimento di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, con applicazione di coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, variabili in ragione dello stato limite indagato.

Si riporta di seguito l'elenco delle principali leggi e dei documenti a cui ci si è riferiti per la redazione della progettazione strutturale dell'opera.

2.1 NORMATIVA NAZIONALE

- Legge 5 Novembre 1971 n° 1086 «Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, precompresso e per le strutture metalliche»;
- D.M. del 17 Gennaio 2018 «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di seguito denominate NTC.
- Circolare Consiglio Sup. LL.PP. 21 Gennaio 2019 n° 7 «Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17 Gennaio 2018».

2.2 EUROCODICI

- UNI EN 1991-1-5:2004 «Eurocodice 1: Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche»;
- UNI EN 1991-2:2005 «Eurocodice 1: Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti»;
- UNI EN 1992-2:2006 «Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi»;
- UNI EN 1993-2:2007 «Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio»;
- UNI EN 1993-1-5:2007 «Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra»;
- UNI EN 1994-2:2006 «Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti»;
- UNI EN 1998-2:2006 «Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti».

—

3 MATERIALI

3.1 CONGLOMERATI CEMENTIZI

3.1.1 Conglomerato cementizio magro

- Classe di resistenza: C12/15 ($R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$)

3.1.2 Conglomerato cementizio per cordolo

- Classe di resistenza: C32/40 ($R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$)
 - Resistenza caratt. a compress. cilindrica: (DM 14.01.2018 p.to 11.2.10.1) $f_{ck} = 32.0 \text{ N/mm}^2$
 - Resistenza media a trazione semplice: (DM 14.01.2018 p.to 11.2.10.2) $f_{ctm} = 3.02 \text{ N/mm}^2$
 - Modulo d'elasticità: (DM 14.01.2018 p.to 11.2.10.3) $E_{cm} = 33346 \text{ N/mm}^2$
 - Resistenza di calcolo a compressione: (DM 14.01.2018 p.to 4.1.2.1) $f_{cd} = 18.13 \text{ N/mm}^2$
 - Resistenza di calcolo a trazione: (DM 14.01.2018 p.to 4.1.2.1) $f_{ctd} = 1.41 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione: XC4
- Copriferro netto minimo (filo esterno armatura più esterna): 35 mm

3.2 ACCIAIO PER C.A.

3.2.1 Acciaio per calcestruzzo armato B450C

- Resistenza caratt. di snervamento: ($f_{yk} = 450.00 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratt. di rottura: $f_{tk} = 540.00 \text{ N/mm}^2$

3.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA

3.3.1 Acciaio da Carpenteria montanti barriere e piastrame S355JOWP

- Resistenza caratt. di snervamento: ($f_{yk} = 355.00 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratt. di rottura: $f_{tk} = 510.00 \text{ N/mm}^2$

3.4 BULLONI E TITAFONDI

- Barre Filettate Cl:10.9
- Dadi bulloni Cl.10

3.5 ANALISI DEI CARICHI

3.5.1 Analisi e combinazione dei carichi

3.5.1.1 Peso proprio

Il peso proprio della struttura in c.a che viene tenuto in conto automaticamente Dal programma

3.5.1.2 Spinta delle terre

La spinta delle terre viene determinata con la seguente espressione:

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

$\sigma'_v(z)$ = tensione verticale efficace alla generica quota z;

K_a = coefficiente di spinta attiva;

q = eventuale sovraccarico uniformemente distribuito.

Il calcolo della spinta viene implementato secondo il metodo di *Mononobe-Okabe*.

La teoria di Mononobe-Okabe fa uso del *metodo dell'equilibrio limite* e può essere considerata una estensione del metodo di Coulomb, in cui alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno vengono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

Le ipotesi che stanno alla base del metodo sono quindi:

- Terreno isotropo, omogeneo e dotato di attrito e/o coesione.
- Terreno che, a causa degli spostamenti del muro, si trova in uno stato di equilibrio plastico.
- Superficie di rottura piana.
- Superficie superiore del cuneo anche inclinata ma di forma piana.
- La resistenza per attrito e per coesione si sviluppa uniformemente lungo la superficie di rottura.
- Può esistere attrito tra paramento del muro e terreno, che si sviluppa al primo spostamento del muro.
- Il paramento del muro può essere inclinato ma non spezzato in più parti.
- L'effetto delle accelerazioni k_h e k_v viene intrinsecamente considerato nel baricentro del cuneo instabile.

Le spinte attiva viene calcolata secondo la seguente espressione:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_a$$

il coefficiente K_a viene calcolato utilizzando la formulazione di Mononobe-Okabe proposta nell'ordinanza 3274 e successiva correzione 3316, in cui i simboli usati sono:

ϕ = angolo di attrito interno del terreno.

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro.

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno.

δ = angolo di attrito terreno-muro.

θ = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

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

$\beta \leq \phi - \theta :$

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

$\beta > \phi - \theta :$

La spinta delle terre, sia quella dovuta al peso proprio che ai sovraccarichi accidentali, viene valutata con riferimento alla stratigrafia ed ai valori di progetto dei parametri geotecnici, peso di volume, angolo di attrito, coesione, attrito paratia-terreno, e dei sovraccarichi accidentali ottenuti abbattendo/amplificando i valori caratteristici mediante i coefficienti riduttivi o amplificativi specifici del tipo di verifica condotta, secondo i criteri riportati nelle NTC18.

3.5.1.3 Azioni sismiche

Vista la tipologia di opera si ritiene predominante l'azione del vento rispetto a quella sismica. Per l'analisi delle sollecitazioni, non si terrà conto pertanto dell'interazione sismica della struttura.

3.5.1.4 Azione del vento

Nell'analisi statica la pressione utilizzata è stata determinata, in accordo con la Normativa EN 1991-1-4. La pressione cinetica di picco del vento è data dall'espressione (in N/m²):

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) = c_e(z) \times q_b$$

dove:

- q_p pressione cinetica di picco
- I_v intensità della turbolenza
- ρ densità media dell'aria, pari a 1.25 kg/m³
- v_m valore medio della velocità del vento
- c_e è il coefficiente di esposizione

Il valore di base della velocità del vento può essere calcolato mediante l'equazione:

$$V_b = C_{dir} \times C_{season} \times V_{b,0}$$

dove:

- v_b velocità di base del vento
- $v_{b,0}$ valore fondamentale della velocità di base del vento
- C_{dir} fattore direzionale
- C_{season} fattore di stagionalità

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

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0,02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			105
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			27,000
α_R (T_R)			1,00073
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			27,020



p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
 q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 c_e (coefficiente di esposizione)
 c_p (coefficiente di forma)
 c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ ($\rho = 1,25$ kg/mc)

q_b [N/mq]	456,29
--------------	--------

Coefficiente di forma

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

Coefficiente dinamico

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

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Categoria di esposizione: III

Tenendo conto di tutti i fattori sopra elencati, è possibile determinare i seguenti coefficienti di esposizione

$h=5.0$ m $c_e = 1.708$

$h=6.5$ mt $c_e = 1.866$

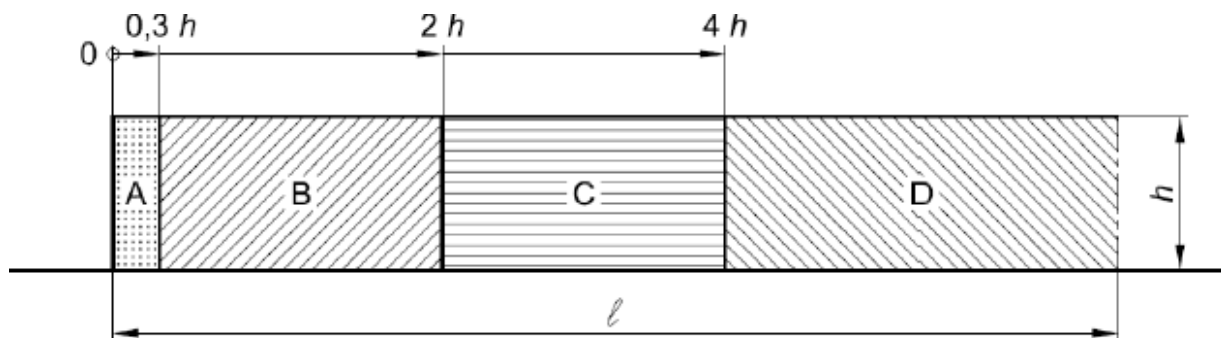


Figura 6- Determinazione zone di carico del vento

Tabella 6-1 - Valori raccomandati dei coefficienti di pressione

Solidità	Zona	A	B	C	D	
$\varphi = 1$	Senza angoli di ritorno	$l/h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$l/h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$l/h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	Con angoli di ritorno di lunghezza $\geq h^{\text{a}}$	2,1	1,8	1,4	1,2	
$\varphi = 0,8$		1,2	1,2	1,2	1,2	

a) Per angoli di ritorno aventi lunghezza compresa tra 0,0 e h si può impiegare l'interpolazione lineare.

Avendo ipotizzato un $l/h > 10$, i coefficienti di pressione valgono:

- cp A 3.40 [-] Coefficiente di pressione zona A
- cp B 2.10 [-] Coefficiente di pressione zona B
- cp C 1.70 [-] Coefficiente di pressione zona C
- cp D 1.20 [-] Coefficiente di pressione zona D

nel caso in esame si adotta la zona B con $cp = 2.10$.

Il coefficiente di struttura c_d è determinato in base alla procedura 1 dell'Appendice B della EN 1991-1-4 come previsto dalla stessa al § 6.3.1.

Essendo la rigidezza della struttura molto elevata, il valore di c_d viene posto cautelativamente uguale a 1.00.

La pressione del vento agente sulle superfici esterne è ottenuta dalla seguente equazione:

- $h=5.0\text{m}$ $W_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 0.456 \times 1.708 \times 2.10 \times 1 = 1.635 \text{ kN/m}^2$;
- $h=6.5$ $W_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 0.456 \times 1.886 \times 2.10 \times 1 = 1.786 \text{ kN/m}^2$;

3.5.1.5 Carico Neve

L'azione dovuta al carico neve si considera solo nel tratto di barriera dotata di aggetto:

$$q_d = q_{sk} \cdot \mu_1$$

$$\mu_1 = 0.8 \cdot (60 - 45) / 30 = 0.4$$

$$q_d = q_{sk} \cdot \mu_1 = 1.0 \cdot 0.4 = 0.4 \text{ kN/m}$$

3.5.1.6 Pressione dinamica dovuta al traffico veicolare

Si determina il valore del carico in oggetto in base alle disposizioni presenti in UNI EN 1794-1. Il passaggio dei veicoli in adiacenza alle barriere fono assorbenti, genera su di esse una pressione dinamica ortogonale al loro piano. La tipologia di traffico è la seguente:

Traffico di veicoli all'aria aperta, alla distanza di 3.00m dal dispositivo per la riduzione del rumore e velocità maggiori di 120km/h. Per la tipologia di traffico riportata, la pressione dinamica di riferimento è pari a $q(v) = 0.80 \text{ kN/m}^2$.

Tenuto conto che l'azione del vento si assume non agisca contemporaneamente alla pressione dinamica di riferimento, si ritiene che la pressione del vento sia dimensionante rispetto a quella di traffico veicolare.

3.6 APPROCCI PROGETTUALI E CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche sono state sviluppate con riferimento alle NTC 2018, adottando per gli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale (STR) e geotecnico (GEO):

Le verifiche di stabilità del complesso opera di sostegno-terreno sono state condotte con:

Per il dimensionamento del cordolo su pali nonché delle opere in carpenteria metallica si è fatto riferimento alle NTC 2018 seguendo l'Approccio 2:

- combinazione 1: A1+M1+R3 (STR e GEO);

I coefficienti parziali per le azioni (A), per i parametri geotecnici del terreno (M) e per le resistenze (R) sono in accordo alla tab. 6.2.I, 6.2.II, 6.5.I di cui alle NTC 2018.

Per gli stati limite ultimi la verifica di sicurezza è soddisfatta se:

$$R_d \leq E_d$$

dove:

R_d = resistenza di progetto

E_d = valore di progetto dell'effetto delle azioni.

In condizioni di esercizio gli spostamenti dell'opera di sostegno dovranno essere compatibili con la funzionalità e inoltre dovranno essere soddisfatte le verifiche sullo stato tensionale dei materiali e di fessurazione.

3.6.1.1 Combinazione delle azioni

Si sono considerate le combinazioni delle azioni nel seguito descritte in cui si indica con:

G = Azioni permanenti dovute al peso proprio degli elementi;

- *Combinazione fondamentale* impiegata per gli stati limite ultimi (**SLU**): $\gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q_k$
- *Combinazione caratteristica (rara)* impiegata per gli stati limite di esercizio (**SLE**): $G + Q_k$
- *Combinazione frequente* impiegata per gli stati limite di esercizio (**SLE**): $G + \psi_{11} \cdot Q_k$, con $\Psi_{11} = 0.4$
- *Combinazione quasi permanente* (**SLE**): $G + \psi_{21} \cdot Q_k$ con $\Psi_{21} = 0$

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO GEOTECNICO E STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

La caratterizzazione geologico geotecnica dell'area è stata supportata da un'ampia campagna di indagini che ha consentito una definizione completa esaustiva delle caratteristiche geometriche fisiche e meccaniche dei terreni interagenti con le opere e delle condizioni al contorno. Per il dettaglio si rimanda pertanto alla Relazione Geologica Generale ed alla Relazione Geotecnica allegata al presente progetto.

Di seguito si sintetizzano i parametri geotecnici di progetto per le unità indagate.

Unità LSG – Limi Sabbiosi Ghiaiosi

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\phi' = 32$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E_{\text{oper.}} = 20 \rightarrow 40 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Unità GS – Sabbie ghiaiose e Ghiaie sabbiose

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\phi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E_{\text{oper.}} = 35 \rightarrow 80 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Ai rilevati stradali di progetto sono stati assegnati i seguenti parametri meccanici caratteristici (RIL):

Unità RIL – Rilevato stradale di progetto

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\phi' = 38$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 - 2 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E_{\text{oper.}} = 50 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

La falda di progetto si assume come da profilo geotecnico.

Per ogni singola opera viene valutata direttamente da profilo.

5 VERIFICA BARRIERE FONOASSORBENTI

5.1 Geometria barriere

Le caratteristiche principali delle barriere fonoassorbenti da installare lungo il tracciato di progetto, sono riportate nella seguente tabella:

Tipologia	Montanti	interasse montanti [m]	H _{barr.} [m]	cond.	Tipo fondazione
Tip.1	IPE330	2	5+2	corrente	Cordolo 80x100 su pali Ø600 mm di lunghezza 8.0 m, i=2.0m
Tip.2	HEA220	2	2.5-5	corrente	Cordolo 80x100 su pali Ø600 mm di lunghezza 8.0 m, i=2.0m
Tip.3	HEA220	2	2.5-4	corrente	Su muri e opere d'arte

5.1.1 Verifica montante

Nel presente paragrafo si riportano le azioni che vengono utilizzate per il dimensionamento del montante in acciaio delle barriere fono assorbenti delle tre tipologie sopra dettagliate.

5.1.1.1 Verifica montante tipologia 1

I montanti sono previsti ad un interasse di 2.0m. Le azioni di calcolo sono i seguenti:

$q_v = 1.786 \times 2 = 3.572 \text{ kN/m}$ lungo tutto lo sviluppo longitudinale del montante

$q_n = 0.4 \times 2 = 0.8 \text{ kN/m}$ considerato in testa all'oggetto di 2 mt

Le principali caratteristiche di sollecitazione allo SLU sono le seguenti:

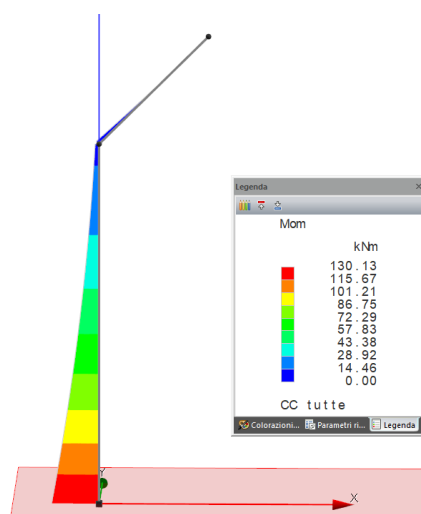


Figura 7 – Momento flettente base di ancoraggio

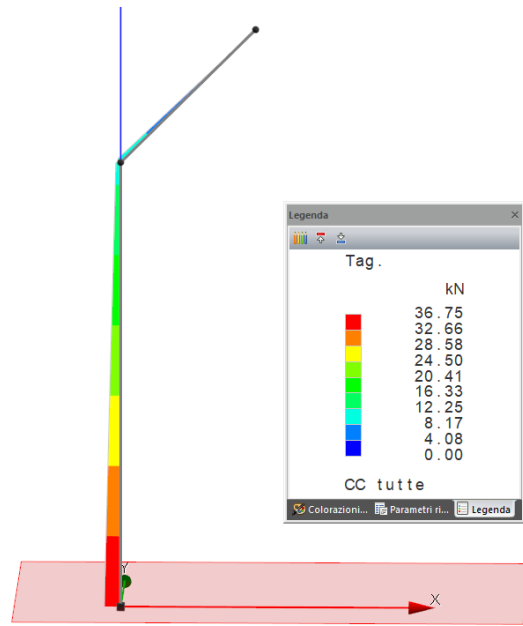


Figura 8 – Taglio alla base del montante

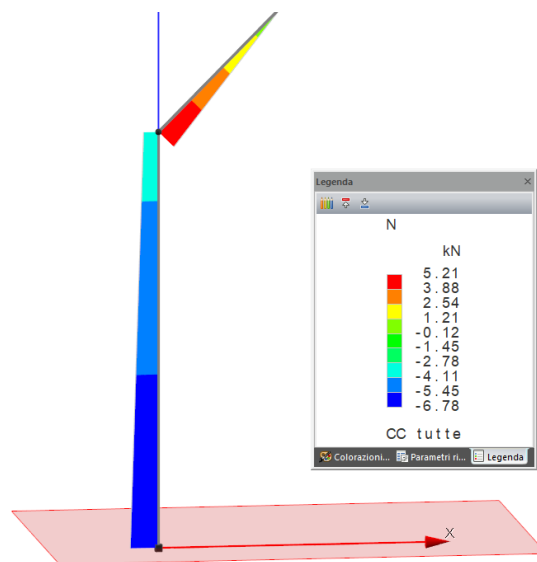


Figura 9 – Sforzo normale alla base

Verifica profilo IPE 330

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Wy, plas <cm>	Wz, plas <cm>	Atag, y <cm>	Atag, z <cm>	J _w <cm ⁶ >
1	IPE330	808.14	153.95	42.28	30.81	199097.00

Asta n. 1 (1 101) Sez. 1 IPE330 Crit. 1

-
- Verifica a taglio dir. Z [4.2.16] - CC 1 SLU Xl=0.00 - Classe 1
Sollecitazioni: T_z=3674.60
V,Ed=3674.60 Vc,Rd=60143.70 V,Ed/Vc,Rd=0.06
 - Verifica a presso o tenso-flessione retta YY (4.2.4.1.2.7) - CC 1 SLU Xl=0.00 - Classe 1
Sollecitazioni: N=-677.73 T_z=3674.60 M_y=13012.70
My,Ed=13012.70 My,V,c,Rd=27323.00
N,Ed=-677.73 Nc,Rd=-211675.00 YY n=N,Ed/Nc,Rd=0.00 MNy,c,Rd=27323.00 My,Ed/MNy,c,Rd=0.48
 - Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 1 SLU - Classe 1
Sollecitazioni: N,Ed=-677.73 My,Ed=13012.70 L=5.00
α_{my}, α_{mz}, α_{LT}=0.95, 0.95, 0.95
L_{cr}=5.00 Curva c: α_{imp}=0.49 k_c=0.94 ψ=1.66 M_{cr}=25759.20 λ_{LT}=1.06
λ_{LT,0}=0.40 Φ_{LT}=1.08 β_{LT}=0.75 f=0.97 χ_{LT}=0.62
λ_y=36.47 N_{cr,y}=975563.00 λ_y'=0.48 Curva a: Φ_y=0.64 χ_y=0.93
λ_z=140.92 N_{cr,z}=65340.90 λ_z'=1.84 Curva b: Φ_z=2.48 χ_z=0.24
K_{yy}, K_{yz}, K_{zy}, K_{zz}=0.95, 0.58, 0.00, 0.97
Verifica YY: 0.00+0.73=0.73
Verifica ZZ: 0.00=0.00

5.1.1.2 Verifica sistemi di ancoraggio tipologia 1

I montanti di tipologia 1 sono dotati di piastre di ancoraggio, fazzoletti di rinforzo e 6 tirafondi (classe 10.9). Si analizzano le sollecitazioni agenti su tirafondi, sulla piastra di base e sugli irrigidimenti.

Le caratteristiche degli elementi menzionati sono riportate di seguito:

Calcestruzzo per cordolo

Calcestruzzo	C32/40	f _{ck} = 32 N/mm ² Tensione caratteristica a compressione
		f _{ctk} = 2.1 N/mm ² Tensione caratteristica a trazione (frattile 5%)
		γ _c = 1.5 - Coefficiente parziale di sicurezza - calcestruzzo
		α _{cc} = 0.85 - Coefficiente riduttivo calcestruzzo lunga durata

Acciaio da carpenteria strutturale

Acciaio	S275	f _{yk} = 275 N/mm ² Tensione caratteristica di snervamento
		f _{tk} = 410 N/mm ² Tensione caratteristica di rottura
		γ _{M0} = 1.05 - Coefficiente parziale di sicurezza - res. acciaio
		γ _{M1} = 1.05 - Coefficiente parziale di sicurezza - instabilità

Acciaio per tirafondi e bulloni

Acciaio	10.9	f _{yk} = 900 N/mm ² Tensione caratteristica di snervamento
		f _{tk} = 1000 N/mm ² Tensione caratteristica di rottura
		γ _{M2} = 1.25 - Coefficiente parziale di sicurezza - res. bulloni

Piastra di base

$t_p =$	<input type="text" value="35"/>	mm	Spessore piastra di base
$b =$	<input type="text" value="460"/>	mm	Dimensione 1 piastra di base
$h =$	<input type="text" value="460"/>	mm	Dimensione 2 piastra di base

Irrigidimenti piastra di base

$t_i =$	<input type="text" value="12"/>	mm	Spessore irrigidimento piastra di base
---------	---------------------------------	----	--

Tirafondi

Numero	<input type="text" value="6"/>	-	Numero dei tirafondi
Vite	<input type="text" value="M18"/>	mm	Tipo vite
$d_{nom} =$	<input type="text" value="18"/>	mm	Diametro nominale
$d_{res} =$	<input type="text" value="15.6"/>	mm	Diametro sezione resistente
$A_{res} =$	<input type="text" value="192"/>	mm ²	Area resistente

Rosetta

$t_r =$	<input type="text" value="15"/>	mm	Spessore rosetta
$d_{rosetta} =$	<input type="text" value="120"/>	mm	Diametro nominale
$A_{rosetta} =$	<input type="text" value="11055"/>	mm ²	Area resistente

Condizioni di carico - combinazione SLU

Comb.	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	x [mm]	σ_c [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]
1	3.3	66.94	26.77	99.94	-6.618	308

Ref: VcaSlu di Prof. Piero Gelfi

Titolo: Piastra di base_HEA220_sp.35mm

N° Vertici: **Zoom** **N° barre:** **Zoom**

N°	x [mm]	y [mm]	N°	As [mm ²]	x [mm]	y [mm]
1	-230	-230	1	192	-180	-180
2	230	-230	2	192	0	-180
3	230	230	3	192	180	-180
4	-230	230	4	192	-180	180
			5	192	0	180
			6	192	180	180

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN M_{xEd} kNm M_{yEd}

Materiali: Bull. 10.9 C32/40

σ_{su} % ϵ_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd}

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ϵ_s %
 ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$ d mm
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} x x/d δ

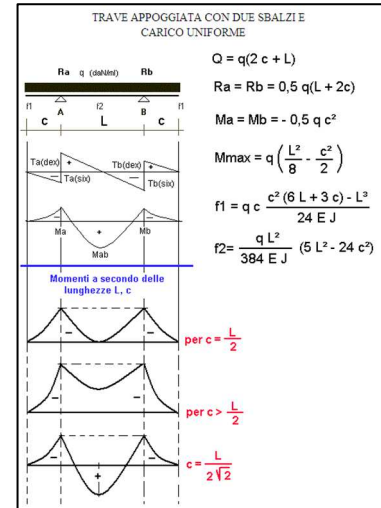
Verifica: σ_c N/mm² σ_s N/mm² ϵ_s % N^* iterazioni:

Precompresso

Si riportano di seguito le verifiche del sistema di ancoraggio.

Verifica della piastra a flessione - zona compressa

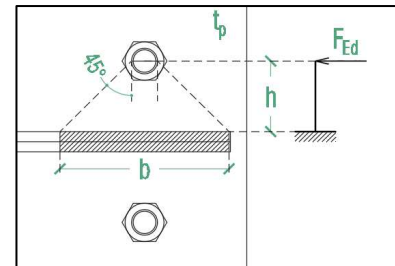
$\sigma_c =$	-6.618	N/mm ²	Tensione di compressione
$\Delta =$	1	mm	Larghezza considerata per la fascia estrema
$q =$	-6.618	N/mm	Carico per unità di lunghezza
$C =$	76	mm	Lunghezza esterna agli irrigidimenti
$L =$	208	mm	Lunghezza tra gli irrigidimenti
$M_A =$	-19112.8	Nmm	Momento sollecitante appoggio
$M_{AB} =$	16677.4	Nmm	Momento sollecitante mezzera
$M_{Ed} =$	19112.8	Nmm	Momento max di calcolo
$W_{xx} =$	102.1	mm ³	Modulo di resistenza elastico
$\sigma_{Ed} =$	187.23	N/mm ²	Tensione sollecitante
$f_{yd} =$	261.90	N/mm ²	Tensione di progetto acciaio
$\sigma_{Ed} / f_{yd} =$	0.71	<1,	Verificato
$M_{Rd} =$	26736.1	Nmm	Momento resistente
$M_{Ed} / M_{Rd} =$	71.5%	<1,	Verificato



Verifica della piastra a flessione - zona tesa

Viene condotta la verifica considerando la flessione generata dalla trazione nei tirafondi.

$\sigma_s =$	308	N/mm ²	Tensione di trazione
$F_{Ed} =$	59.1	kN	Forza di trazione
$h =$	105	mm	Lunghezza mensola
$M_{Ed} =$	6.21	kNm	Momento sollecitante piastra (mensola)
$b =$	125	mm	Larghezza sezione verifica
$t_p =$	35	mm	Spessore piastra
$W_{xx} =$	25521	mm ³	Modulo di resistenza
$M_{Rd} =$	6.68	kNm	Momento resistente
$M_{Ed} / M_{Rd} =$	92.9%	<1,	Verificato



Verifica della piastra a rifollamento

$F_{b,Rd} =$	16184.2	N	Resistenza di progetto a rifollamento
$k =$	2.5	-	Coefficiente (4.2.8.1.1)
$\alpha =$	0.88	-	Coefficiente (4.2.8.1.1)
$f_{tk} =$	410.0	N/mm ²	Tensione di progetto acciaio
$d =$	18	mm	Diametro nominale gambo tirafondo
$d_0 =$	19	mm	Diametro foro
$t_p =$	35	mm	Spessore della piastra
$e_1 =$	50	mm	Distanza (4.2.8.1.1)
$e_2 =$	50	mm	Distanza (4.2.8.1.1)
$p_1 =$	360	mm	Distanza (4.2.8.1.1)
$p_2 =$	180	mm	Distanza (4.2.8.1.1)

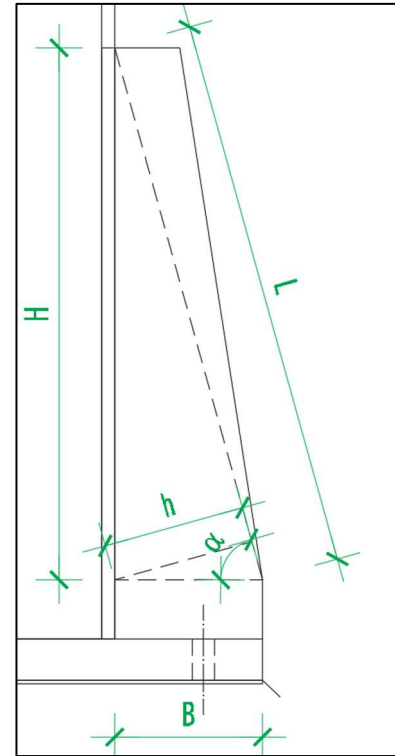
$$F_{v,Ed} = 4461.7 \text{ N} \quad \text{Taglio sollecitante tirafondo}$$

$$F_{Ed} / F_{Rd} = 27.6\% < 1 \quad \text{Verificato}$$

Verifica irrigidimenti piastra - lato compresso

1) Verifica di resistenza a pressoflessione

$\sigma_c =$	-6.618	N/mm ²	Tensione max di compressione
B =	125	mm	Cateto 1 triangolo
H =	450	mm	Cateto 2 triangolo
L =	467	mm	Lunghezza max irrigidimento
$\alpha =$	74	°	Angolo inclinazione irrigidimento
$\alpha =$	1.2915	rad	Angolo inclinazione irrigidimento
h =	130	mm	Altezza triangolo (altezza di verifica)
t _i =	12	mm	Spessore irrigidimento (di verifica)
x =	99.94	mm	Ascissa asse neutro
b =	460	mm	Dimensione 1 piastra di base
N _{irrig.} =	2	-	Numero irrigidimenti per lato
R =	76061.3	N	Risultante su singolo irrigidimento
z =	33.3	mm	Distanza punto di applicazione R dal bordo della piastra
N _{Ed} = R _i =	79126.6	N	Risultante assiale su singolo irrigidimento
e =	33.0	mm	Eccentricità di R _i
A _i =	1560.4	mm ²	Sezione di verifica
W _i =	33819.5	mm ³	Modulo dei resistenza sezione di verifica
$\sigma_{Ed} =$	127.91	N/mm ²	Tensione sollecitante (pressoflessione)
f _{yd} =	261.90	N/mm ²	Tensione di progetto acciaio
$\sigma_{Ed} / f_{yd} =$	48.8%	< 1,	Verificato



2) Verifica di stabilità

$\rho =$	3.46	mm	Raggio d'inerzia
A =	1560.4	mm ²	Sezione di verifica
J =	18725.4	mm ⁴	Momento d'inerzia
E =	210000	N/mm ²	Modulo elastico acciaio
N _{cr} =	177928.1	N	Carico critico elastico
$\beta =$	1.0	-	Coefficiente lunghezza libera inflessione
$\chi =$	1.02	-	Coefficiente (4.2.4.1.3.1)
$\Phi =$	0.49	-	Coefficiente (4.2.4.1.3.1)
$\lambda =$	0.10	-	Snellezza normalizzata
$\alpha =$	0.21	-	Fattore di imperfezione (tab.4.2.VIII)
N _R = $\chi A f_{yk} / \gamma_{M1}$	417906.3	N	Forza resistente
N _{Ed} / N _R =	18.9%	< 1	Verificato

Verifica di resistenza dei tirafondi a taglio-trazione

$F_{v,Rd} =$	76800	N	Resistenza a taglio tirafondo
$F_{t,Rd_tiraf.} =$	138240.0	N	Resistenza a trazione tirafondo
$B_{p,Rd} =$	950017.6	N	Resistenza a punzonamento piatto di unione
$F_{t,Rd} =$	138240.0	N	Resistenza a trazione unione
$F_{v,Ed} =$	4461.7	N	Taglio sollecitante tirafondo
$F_{t,Ed} =$	59136.0	N	Sforzo normale di trazione sollecitante tirafondo
Verifica V-N	36.4%	<1	Verificato 4.2.8.1.1

Verifica ancoraggio dei tirafondi

Verifica a schiacciamento del calcestruzzo in prossimità della rosetta

$F_{Ed} =$	59.1	kN	Forza di trazione
$A_c =$	11055.265	mm ²	
$D_{rosetta} =$	120	mm	
$d_0 =$	19	mm	
$\sigma_c =$	5.35	N/mm ²	
$f_{cd} =$	18.1	N/mm ²	
$\sigma_{Ed} / f_{cd} =$	29.5%	<1	Verificato

5.1.1.3 Verifica montante tipologia 2-3

La verifica viene fatta considerando il montante di altezza maggiore ovvero di 5.0m. I montanti sono previsti ad un interasse di 2.0m con profilo HEA220. Le azioni di calcolo sono i seguenti:

$qv = 1.786 \times 2 = 3.572 \text{ kN/m}$ lungo tutto lo sviluppo longitudinale del montante

$qn = 0.4 \times 2 = 0.8 \text{ kN/m}$ considerato in testa all'aggetto di 2 mt

Le principali caratteristiche di sollecitazione allo SLU sono le seguenti:

$M = 3.57 \times 5^2 / 2 \times 1.5 = 66.94 \text{ kNm}$

$T = 3.57 \times 5 \times 1.5 = 26.77 \text{ kNm}$

$N = 3.30 \text{ kN}$ (peso proprio profilo)

Verifica profilo HEA220

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Wy, plas <cmc>	Wz, plas <cmc>	Atag, y <cmq>	Atag, z <cmq>	J _w <cm6>
1	HEA220	570.73	270.86	53.70	20.67	193266.00

Asta n. 1 (1 101) Sez. 1 HEA220 Crit. 1

- Verifica a taglio dir. Z [4.2.16] - CC 1 SLU X1=0.00 - Classe 2

Sollecitazioni: T_x=2580.00

V,Ed=2580.00 Vc,Rd=40354.60 V,Ed/Vc,Rd=0.06

- Verifica a presso o tenso-flessione retta YY (4.2.4.1.2.7) - CC 1 SLU X1=0.00 - Classe 2

Sollecitazioni: N=-328.31 T_x=2580.00 M_y=6450.00

M_y,Ed=6450.00 M_y,V,c,Rd=19296.00

N,Ed=-328.31 Nc,Rd=-217540.00 YY n=N,Ed/Nc,Rd=0.00 MN_y,c,Rd=19296.00 M_y,Ed/MN_y,c,Rd=0.33

- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 1 SLU - Classe 2

Sollecitazioni: N,Ed=-328.31 M_y,Ed=6450.00 L=5.00

α_{my}, α_{mz}, α_{LT}=0.95, 0.95, 0.95

L_{crx}=5.00 Curva b: α_{imp}=0.34 k₀=0.94 ψ=1.75 M_{cr}=42730.00 λ_{LT}=0.69

λ_{LT,n}=0.40 Φ_{LT}=0.73 β_{LT}=0.75 f=0.97 γ_{LT}=0.90

λ_y=54.53 N_{cr,y}=448501.00 λ_y^{*}=0.71 Curva b: Φ_y=0.84 γ_y=0.78

λ_z=90.72 N_{cr,z}=162043.00 λ_z^{*}=1.19 Curva c: Φ_z=1.45 γ_z=0.44

K_{yy}, K_{yz}, K_{zy}, K_{zz}=0.95, 0.57, 0.00, 0.95

Verifica YY: 0.00+0.35=0.35

Verifica ZZ: 0.00=0.00

5.1.1.4 Verifica sistemi di ancoraggio tipologia 2-3

I montanti di tipologia 2-3 sono dotati di piastre di ancoraggio, fazzoletti di rinforzo e 6 tirafondi (classe 10.9). Si analizzano le sollecitazioni agenti su tirafondi, sulla piastra di base e sugli irrigidimenti.

Le caratteristiche degli elementi menzionati sono riportate di seguito:

Calcestruzzo per cordolo

Calcestruzzo	C32/40	$f_{ck} = 32$ N/mm ² Tensione caratteristica a compressione
		$f_{ctk} = 2.1$ N/mm ² Tensione caratteristica a trazione (frattile 5%)
		$\gamma_c = 1.5$ - Coefficiente parziale di sicurezza - calcestruzzo
		$\alpha_{cc} = 0.85$ - Coefficiente riduttivo calcestruzzo lunga durata

Acciaio da carpenteria strutturale

Acciaio	S275	$f_{yk} = 275$ N/mm ² Tensione caratteristica di snervamento
		$f_{tk} = 410$ N/mm ² Tensione caratteristica di rottura
		$\gamma_{M0} = 1.05$ - Coefficiente parziale di sicurezza - res. acciaio
		$\gamma_{M1} = 1.05$ - Coefficiente parziale di sicurezza - instabilità

Acciaio per tirafondi e bulloni

Acciaio	10.9	$f_{yk} = 900$ N/mm ² Tensione caratteristica di snervamento
		$f_{tk} = 1000$ N/mm ² Tensione caratteristica di rottura

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{Coefficiente parziale di sicurezza - res. bulloni}$$

Piastra di base

$t_p =$	45	mm	Spessore piastra di base
$b =$	380	mm	Dimensione 1 piastra di base
$h =$	530	mm	Dimensione 2 piastra di base

Irrigidimenti piastra di base

$t_i =$	12	mm	Spessore irrigidimento piastra di base
---------	----	----	--

Tirafondi

Numero	6	-	Numero dei tirafondi
Vite	M27	mm	Tipo vite
$d_{nom} =$	27	mm	Diametro nominale
$d_{res} =$	24.2	mm	Diametro sezione resistente
$A_{res} =$	459	mm ²	Area resistente

Rosetta

$t_i =$	15	mm	Spessore rosetta
$d_{rosetta} =$	120	mm	Diametro nominale
$A_{rosetta} =$	10737	mm ²	Area resistente

Condizioni di carico - combinazione SLU

Comb.	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	x [mm]	σ_c [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]
1	6.8	130.13	36.74	156.3	-7.017	218

Ref: VcaSlu di Prof. Piero Gelfi

Titolo: Piastra di base_IPE330_sp.45mm

N* Vertici: 4 **N* barre:** 6

N*	x [mm]	y [mm]	N*	As [mm ²]	x [mm]	y [mm]
1	-190	-265	1	459	-140	-215
2	190	-265	2	459	0	-215
3	190	265	3	459	140	-215
4	-190	265	4	459	-140	215
			5	459	0	215
			6	459	140	215

Carichi: N_{Ed} = 6.8 kN, M_{Ed} = 130.1 kNm

Materiali: Bull. 10.9, C32/40

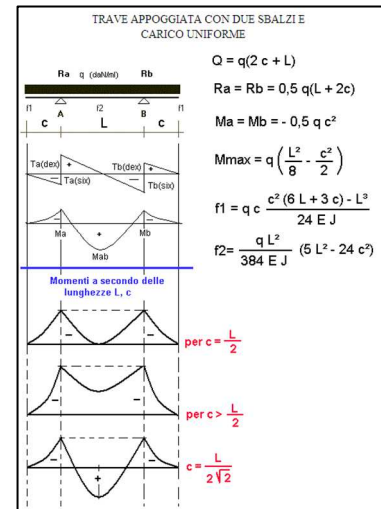
Proprietà: $\epsilon_{su} = 67.5\%$, $f_{yd} = 782.6$ N/mm², $E_s = 210,000$ N/mm², $\sigma_c = -7.017$ N/mm², $\sigma_s = 218$ N/mm²

Verifica: N* iterazioni: 4

Si riportano di seguito le verifiche del sistema di ancoraggio.

Verifica della piastra a flessione - zona compressa

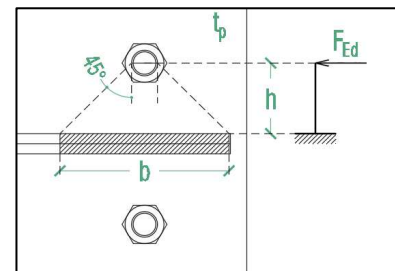
$\sigma_c =$	-7.017	N/mm ²	Tensione di compressione
$\Delta =$	1	mm	Larghezza considerata per la fascia estrema
$q =$	-7.017	N/mm	Carico per unità di lunghezza
$C =$	76	mm	Lunghezza esterna agli irrigidimenti
$L =$	208	mm	Lunghezza tra gli irrigidimenti
$M_A =$	-20265.1	Nmm	Momento sollecitante appoggio
$M_{AB} =$	17682.8	Nmm	Momento sollecitante mezzzeria
$M_{Ed} =$	20265.1	Nmm	Momento max di calcolo
$W_{xx} =$	168.8	mm ³	Modulo di resistenza elastico
$\sigma_{Ed} =$	120.09	N/mm ²	Tensione sollecitante
$f_{yd} =$	261.90	N/mm ²	Tensione di progetto acciaio
$\sigma_{Ed} / f_{yd} =$	0.46	<1,	Verificato
$M_{Rd} =$	44196.4	Nmm	Momento resistente
$M_{Ed} / M_{Rd} =$	45.9%	<1,	Verificato



Verifica della piastra a flessione - zona tesa

Viene condotta la verifica considerando la flessione generata dalla trazione nei tirafondi.

$\sigma_s =$	218	N/mm ²	Tensione di trazione
$F_{Ed} =$	100.1	kN	Forza di trazione
$h =$	68	mm	Lunghezza mensola
$M_{Ed} =$	6.80	kNm	Momento sollecitante piastra (mensola)
$b =$	100	mm	Larghezza sezione verifica
$t_p =$	45	mm	Spessore piastra
$W_{xx} =$	33750	mm ³	Modulo di resistenza
$M_{Rd} =$	8.84	kNm	Momento resistente
$M_{Ed} / M_{Rd} =$	77.0%	<1,	Verificato



Verifica della piastra a rifollamento

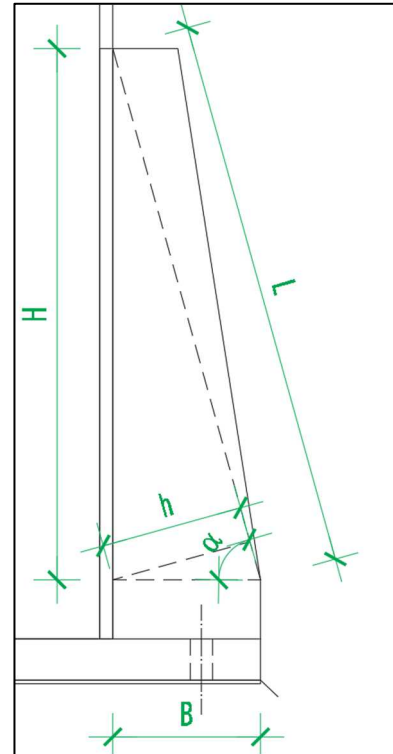
$F_{b,Rd} =$	16184.2	N	Resistenza di progetto a rifollamento
$k =$	2.5	-	Coefficiente (4.2.8.1.1)
$\alpha =$	0.58	-	Coefficiente (4.2.8.1.1)
$f_{tk} =$	410.0	N/mm ²	Tensione di progetto acciaio
$d =$	27	mm	Diametro nominale gambo tirafondo
$d_0 =$	28.5	mm	Diametro foro
$t_p =$	45	mm	Spessore della piastra
$e_1 =$	50	mm	Distanza (4.2.8.1.1)
$e_2 =$	50	mm	Distanza (4.2.8.1.1)
$p_1 =$	430	mm	Distanza (4.2.8.1.1)
$p_2 =$	140	mm	Distanza (4.2.8.1.1)
$F_{v,Ed} =$	6123.3	N	Taglio sollecitante tirafondo

$$F_{Ed} / F_{Rd} = \boxed{37.8\%} < 1 \quad \text{Verificato}$$

Verifica irrigidimenti piastra - lato compresso

1) Verifica di resistenza a pressoflessione

$\sigma_c =$	-7.017	N/mm ²	Tensione max di compressione
B =	110	mm	Cateto 1 triangolo
H =	450	mm	Cateto 2 triangolo
L =	463	mm	Lunghezza max irrigidimento
$\alpha =$	76	°	Angolo inclinazione irrigidimento
$\alpha =$	1.3265	rad	Angolo inclinazione irrigidimento
h =	113	mm	Altezza triangolo (altezza di verifica)
t _i =	12	mm	Spessore irrigidimento (di verifica)
x =	156.3	mm	Ascissa asse neutro
b =	380	mm	Dimensione 1 piastra di base
N _{irrig.} =	2	-	Numero irrigidimenti per lato
R =	104191.9	N	Risultante su singolo irrigidimento
z =	52.1	mm	Distanza punto di applicazione R dal bordo della piastra
N _{Ed} = R _i =	107381.6	N	Risultante assiale su singolo irrigidimento
e =	6.1	mm	Eccentricità di R _i
A _i =	1360.4	mm ²	Sezione di verifica
W _i =	25704.4	mm ³	Modulo dei resistenza sezione di verifica
$\sigma_{Ed} =$	104.55	N/mm ²	Tensione sollecitante (pressoflessione)
f _{yd} =	261.90	N/mm ²	Tensione di progetto acciaio
$\sigma_{Ed} / f_{yd} =$	39.9%	< 1,	Verificato



2) Verifica di stabilità

$\rho =$	3.46	mm	Raggio d'inerzia
A =	1360.4	mm ²	Sezione di verifica
J =	16324.9	mm ⁴	Momento d'inerzia
E =	210000	N/mm ²	Modulo elastico acciaio
N _{cr} =	157666.8	N	Carico critico elastico
$\beta =$	1.0	-	Coefficiente lunghezza libera inflessione
$\chi =$	1.02	-	Coefficiente (4.2.4.1.3.1)
$\Phi =$	0.49	-	Coefficiente (4.2.4.1.3.1)
$\lambda =$	0.10	-	Snellezza normalizzata
$\alpha =$	0.21	-	Fattore di imperfezione (tab.4.2.VIII)
N _R = $\chi A f_{yk} / \gamma_{M1}$	364393.7	N	Forza resistente
N _{Ed} / N _R =	29.5%	< 1	Verificato

Verifica di resistenza dei tirafondi a taglio-trazione

$F_{v,Rd} =$	183600	N	Resistenza a taglio tirafondo
$F_{t,Rd_tiraf.} =$	330480.0	N	Resistenza a trazione tirafondo
$B_{p,Rd} =$	1832176.8	N	Resistenza a punzonamento piatto di unione
$F_{t,Rd} =$	330480.0	N	Resistenza a trazione unione
$F_{v,Ed} =$	6123.3	N	Taglio sollecitante tirafondo
$F_{t,Ed} =$	100062.0	N	Sforzo normale di trazione sollecitante tirafondo
Verifica V-N	25.0%	<1	Verificato 4.2.8.1.1

Verifica ancoraggio dei tirafondi

Verifica a schiacciamento del calcestruzzo in prossimità della rosetta

$F_{Ed} =$	100.1	kN	Forza di trazione
$A_c =$	10737.178	mm ²	
$D_{rosetta} =$	120	mm	
$d_0 =$	28.5	mm	
$\sigma_c =$	9.32	N/mm ²	
$f_{cd} =$	18.1	N/mm ²	
$\sigma_{Ed} / f_{cd} =$	51.4%	<1	Verificato

5.1.2 Dimensionamento Cordolo su pali

Per quanto riguarda questa tipologia di fondazione, è previsto la realizzazione di un cordolo in c.a di dimensioni 80x100cm, fondati su pali trivellati Ø600 mm, disposti ad un interasse di 2.0m. I pali sono previsti di una lunghezza totale pari a $L=8.0m$.

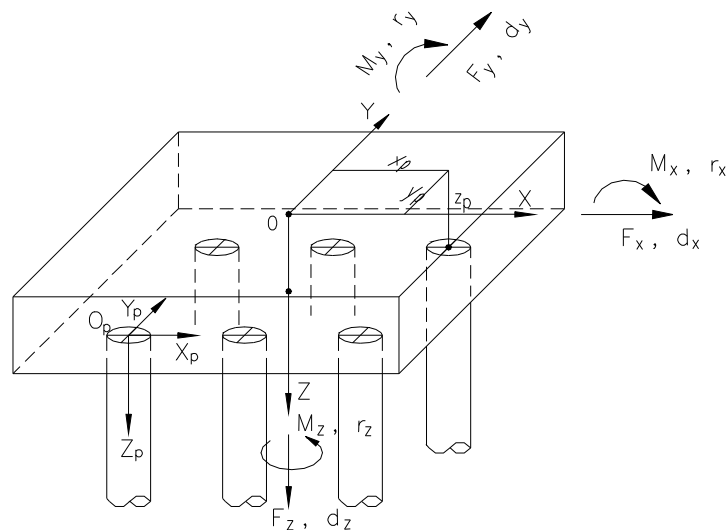
Il dimensionamento del cordolo su cui verrà attestata la barriera, è stato eseguito mediante una analisi statica tridimensionale della palificata, condotta considerando i pali incastrati in testa al cordolo, assimilato ad un corpo infinitamente rigido.

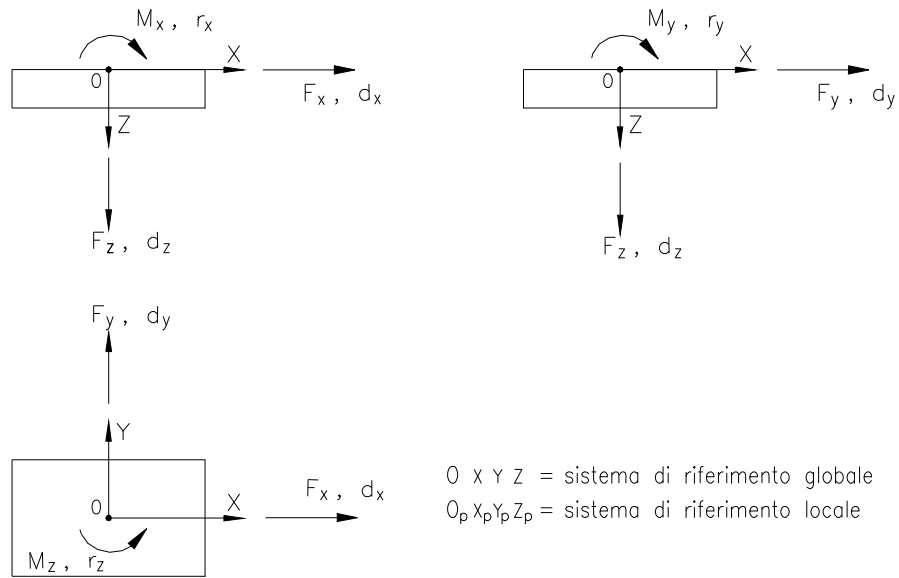
Il comportamento del palo isolato ai carichi assiali è definito da una caratteristica di rigidità del sistema palo-terreno, che può essere lineare o non lineare.

Il comportamento del palo isolato soggetto a carico trasversale è definito da una caratteristica di rigidità variabile con la profondità.

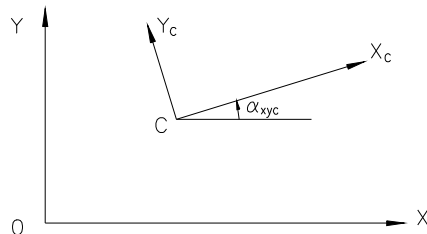
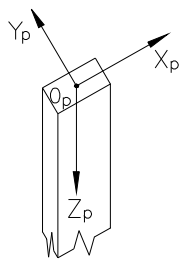
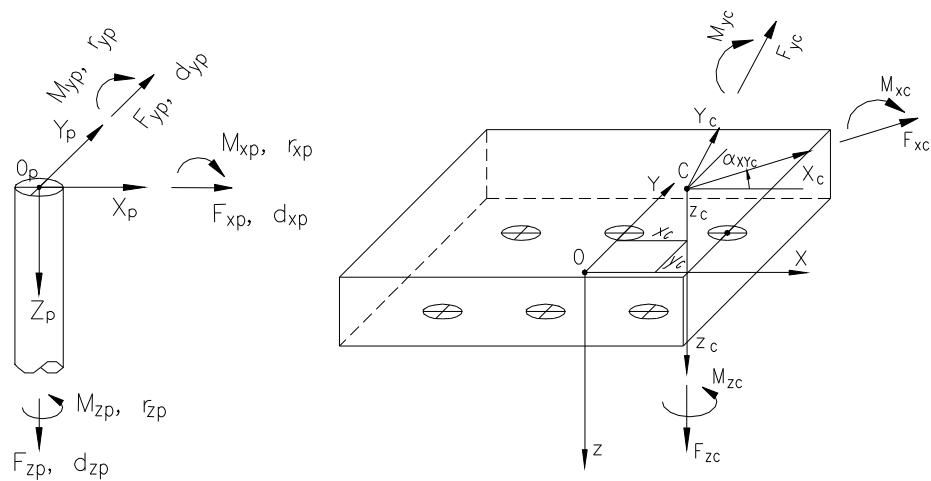
Le azioni esterne, siano esse carichi o coazioni possono essere applicate al cordolo in più centri di carico, per ognuno dei quali vengono definite le componenti di carico in sistemi di riferimento locali.

Nelle figure sottostanti sono riportati i sistemi di riferimento globale e locale con le convenzioni sui segni delle variabili adottate, le possibili caratteristiche di rigidità assiale ed orizzontale per i pali nonché le convenzioni adottate per la definizione dei centri di carico.

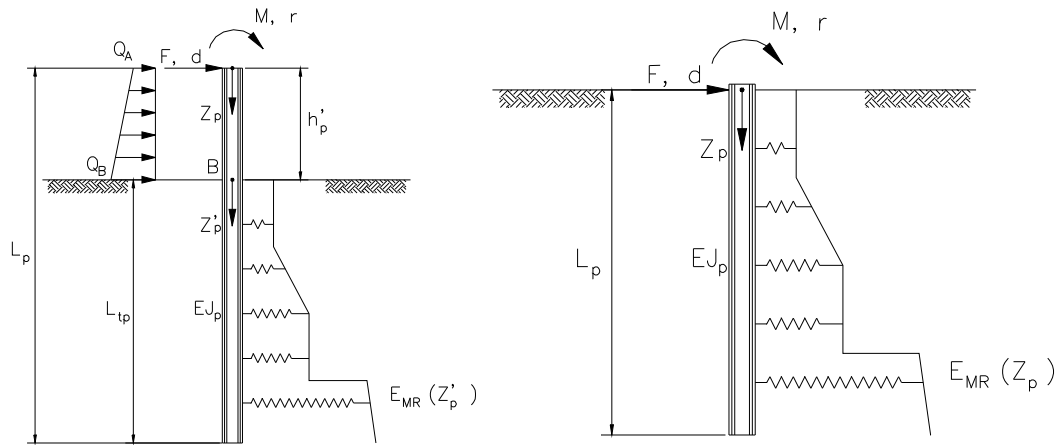




Definizione dei sistemi di riferimento globali adottati nelle analisi delle palificate



Definizione dei sistemi di riferimento locali e delle convenzioni sui centri di carico adottati nelle analisi delle palificate



Pali soggetti a carichi trasversali: moduli di reazione del terreno

5.1.2.1 Determinazione delle sollecitazioni sulla palificata

Lo studio dell'interazione tra palo soggetto ai carichi orizzontali ed il terreno è effettuato ricorrendo alla teoria di Matlock e Reese che si basa sul noto modello di suolo alla Winkler (elastico-lineare) caratterizzato da un modulo di reazione orizzontale del terreno E_r . Ai fini del calcolo si considera un contributo ridotto dei primi 4mt del terreno considerando un modulo di reazione E del terreno pari a 5000kN/m².

Lunghezza palo	L_p	=	8.00 m
Diametro palo	D	=	.60 m
Modulo elastico palo	E_p	=	30000.00 MPa
Rigidezza flessionale	EJ	=	190851.80 kN*m ²

Definizione per punti del modulo di reazione del terreno E

Prof. m	E kN/m ²
.000	5000.00
4.000	20000.00
4.010	30000.00
10.000	100000.00

Sollecitazioni e deformazioni in sommita' al palo

Taglio	$F_0 =$	37.00 kN
Momento	$M_0 =$	130.20 kN*m
Spostamento	$d_0 =$	6.144 mm
Rotazione	$r_0 =$	3.012 rad*10 ⁻³

Sollecitazioni e deformazioni lungo il fusto del palo

prof. m	F kN	M kN*m	y mm	r mRad
.00	37.00	123.20	6.144	3.012
.25	28.62	137.52	5.413	2.837
.50	20.96	143.72	4.727	2.653
.75	12.70	147.98	4.087	2.461
1.00	4.90	150.15	3.496	2.266
1.25	-2.92	150.45	2.955	2.069
1.50	-9.79	148.79	2.462	1.873
1.75	-15.95	145.52	2.018	1.680
2.00	-21.96	140.81	1.621	1.492
2.40	-28.69	130.65	1.082	1.207
2.80	-33.72	118.07	.652	.946
3.20	-36.82	103.87	.321	.714
3.60	-38.17	88.79	.077	.512
4.00	-38.01	73.48	-.092	.342
4.67	-34.14	49.00	-.244	.128
5.33	-26.68	28.53	-.281	-.006
6.00	-17.31	13.66	-.250	-.078
7.00	-6.11	2.13	-.148	-.116
8.00	.00	.00	-.030	-.119

5.1.2.2 Verifica carico limite orizzontale

Per verificare il carico limite trasversale, si considerano i pali incastrati in sommità. Considerando l'armatura suddetta, il momento di plasticizzazione risulta $M_y = 301$ kNm. Si verifica facilmente, di seguito, che il comportamento di rottura è a "pali lunghi", cioè la rottura si verifica con la formazione di due cerniere plastiche, una in testa ed una più in profondità lungo il fusto. Essendo il modello di verifica al carico limite orizzontale di tipo semplificato (Broms, 1964), essendo i pali di fondazione immersi in terreni incoerenti, come detto essendo il modello di rottura a "palo lungo", si eseguono le seguenti verifiche adottando, come previsto da normativa (par. 6.4.3.1.2) l'Approccio 2. Come riportato di seguito, si ottiene una resistenza trasversale di progetto pari a:

$$H_d = 168.35 \text{ kN} > H_{\text{PROG.}} = 38.2 \text{ kN}$$

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

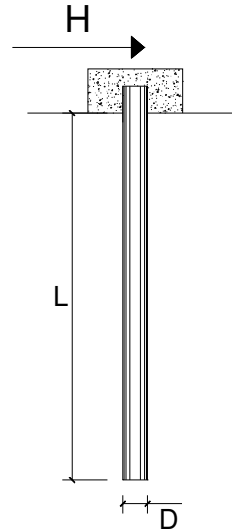
My = momento di plasticizzazione della sezione

Fs = coefficiente di sicurezza

ϕ' = angolo di attrito del terreno

k_p = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\phi') / (1 - \sin\phi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)



Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI IMPUT:

L =	8.00	(m)
D =	0.60	(m)
My =	301.00	(kN m)
Fs =	2.21	(-)
ϕ' =	35.00	(°)
k_p =	3.69	(-)
γ =	19.00	(kN/m ³)

Palo corto:

H1 = 4038.52 (kN) **H1/FS =** 1827.39 (kN)

Palo intermedio:

H2 = 1383.80 (kN) **H2/FS =** 626.15 (kN)

Palo lungo:

H3 = 372.06 (kN) **H3/FS =** 168.35 (kN)

H = min(H1, H2, H3) = 372.06 (kN) palo lungo

5.1.2.3 Verifica carico limite verticale

Sulla base della trattazione fatta nella relazione geotecnica generale, la curva di capacità del palo ϕ 600mm è sotto riportata.

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	575.	0.	575.	250.
.50	9.	580.	1.	588.	256.
1.00	21.	584.	2.	603.	263.
1.50	34.	589.	3.	620.	271.
2.00	50.	594.	4.	640.	280.
2.50	67.	598.	5.	661.	289.
3.00	87.	603.	6.	684.	300.
3.50	108.	608.	7.	709.	312.
4.00	132.	613.	8.	736.	325.
4.50	157.	617.	9.	765.	339.
5.00	185.	622.	10.	797.	354.
5.50	214.	627.	11.	830.	371.
6.00	246.	631.	12.	865.	388.
6.50	279.	636.	13.	902.	406.
7.00	315.	641.	14.	941.	425.
7.50	352.	646.	15.	982.	445.
8.00	392.	650.	16.	1026.	466.
8.50	433.	655.	17.	1071.	488.
9.00	477.	660.	18.	1118.	512.
9.50	522.	664.	19.	1167.	536.
10.00	570.	669.	20.	1218.	561.
10.50	619.	674.	21.	1272.	587.
11.00	671.	679.	22.	1327.	615.
11.50	724.	683.	23.	1384.	643.
12.00	780.	688.	24.	1443.	672.
12.50	837.	693.	25.	1504.	703.
13.00	897.	697.	26.	1568.	734.
13.50	958.	702.	27.	1633.	767.
14.00	1022.	707.	29.	1700.	800.

Lp = Lunghezza utile del palo

Q11 = Portata laterale limite

Qb1 = Portata di base limite

Wp = Peso efficace del palo

Qu = Portata totale limite

Qd = Portata di progetto = $Q11/FS,l + Qb1/FS,b - Wp$

La verifica a carichi verticali dei pali è riportata nella tabella sottostante. La verifica risulta ovviamente soddisfatta.

OPERA	PALI	L [m]	Q_d COMPRESSIONE kN	N_{MAX} COMPRESSIONE kN
Cordolo su pali	ϕ 600mm	8.0	466	62.7

5.1.2.4 Verifica sezione in c.a palo ϕ 600

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni in c.a. dei pali di fondazione, Si considera un copriferro pari a 7.5 cm desunta dall'EC2, cap.4.4.1.3, par. (4), dove è raccomandato tale valore "per le parti di struttura contro terra". Il calcestruzzo è di tipo Rck 25/30 (UNI 11104 classe esposizione XC2) ed una armatura:

- Palo ϕ 600 : n°12 ϕ 20 e spirale ϕ 12/20

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	141.60	daN/cm ²
	Resistenza compress. ridotta fcd':	70.80	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm ²
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0	daN/cm ²	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	60.0	cm
Barre circonferenza:	16 ϕ 20	(50.3 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	9.7	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	6000	15045	3700	0

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

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	4692	11538

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.7	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	5.9	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
Copriferro netto minimo staffe:	7.5	cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm ²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	6000	15045	6000	36177	2.405	10.6	---	---	50.3 (8.5)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
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)
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 compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	30.0	0.00175	20.3	-0.00556	-20.3

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	11.3	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm ² /m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	3700	47323	39977	52.9 36.1	2.500	1.015	1.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	76.0	-30.0	0.0	30.0	-1559	20.3	24.3	1345	22.0	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00104	0.00057		0.50	0.60	0.000468 (0.000468)	504	0.236 (990.00)	6963

5.1.2.5 Verifica cordolo di testa

Il di testa viene verificato considerando un'azione flettente uniforme in testa allo stesso pari a $Med = 130.20/2 = 65.1 \text{ kNm/m}$

$l = 2.0 \text{ m}$ interasse montanti

Tenendo conto delle sollecitazioni così ottenute, per la verifica del cordolo si considerano i seguenti parametri;

- Sezione in cls 100x50cm
- Conglomerato classe 32/40
- Acciaio tipo B450C
- $A_f = A_f' = \phi 20/20''$
- Staffe $\phi 12/20''$
- $M_y = 65.1 \text{ kNm}$
- Copriferro netto bordo staffa 4.0cm

A favore di sicurezza per le verifiche sarà adottato un cls di classe C30/37

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resistenza compress. di progetto fcd:	170.00 daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo

	Modulo Elastico Normale Ec:	328360	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	29.00	daN/cm ²
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Barre superiori:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	6510	3800	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo staffe: 4.0 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.1.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm ²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0	6510	27	44590	6.849	74.6	0.07	0.70	31.4 (12.4)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
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)
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 compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

1 0.00350 80.0 -0.00040 74.0 -0.04462 6.0

VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
 Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
 Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
 d Altezza utile sezione [cm]
 bw Larghezza minima sezione [cm]
 Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
 Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm²]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	3800	31519	74.0	100.0	0.0042	0.0