CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA

DIREZIONE TERRITORIO E MOBILITA'

SERVIZIO PROGRAMMAZIONE E COORDINAMENTO VIABILITA'
UFFICIO LAVORI PUBBLICI

CODICE COMMESSA: 02 / 17_BP

S.P. 2 DI SANT'OLCESE

Riqualificazione e messa in sicurezza delle infrastrutture stradali della CM di Genova, per il miglioramento della mobilità pubblica e privata, per il collegamento tra i centri abitati, per la fruibilità dell'entroterra.

Lavori di sistemazione, consolidamento del corpo stradale, del disciplinamento acque e delle delimitazioni marginali in Comune di Sant'Olcese

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

REDATTO DA: ING. RAFFAELLA DAGNINO	I PROGETTISTI: ING. RAFFAELLA DAGNINO	ALLEGATO 3
		TAVOLA N°
ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE:	IL RESPONSABILE D'UFFICIO: Dott. Ing. Stefano Belfiore	SCALA
	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:	DATA 16 FEB. 2018

CONTROLLATO	SIGLA DGN	DATA 16 FEB. 2018	AGGIORNATO	SIGLA	DATA
APPROVATO	SIGLA BLF	DATA 16 FEB. 2018	AGGIORNATO	SIGLA	DATA

INDICE

A. RELAZIONE ILLUSTRATIVA
B. NORMATIVE DI RIFERIMENTO
C. RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI
D. ANALISI DEI CARICHI
E. VERIFICA STRUTTURE
ALLEGATI Allegato 1: Scelta della protezione marginale Allegato 2: Relazione sui materiali

A. RELAZIONE ILLUSTRATIVA

L'intervento in progetto costituisce opera di sistemazione, consolidamento del corpo stradale, ripristino e sostituzione delle protezioni marginali sulla strada provinciale.
L'intervento prevede la realizzazione di cordoli in calcestruzzo armato. A seguito della realizzazione del nuovo manufatto saranno posizionate le nuove protezioni marginali di adeguata classe di contenimento.

Il calcolo delle opere di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:
- Calcolo dei parametri sismici
- Calcolo della spinta del terreno
- Calcolo del carico limite del terreno di fondazione
- Calcolo delle azioni agenti sulla struttura
- Analisi delle diverse combinazioni di calcolo
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento dell'opera di sostegno sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della sezione in c.a.

Le strutture oggetto della presente relazione sono state progettate per resistere agli effetti delle accelerazioni sismiche desunte dal reticolo dei parametri sismici dell'Allegato B al Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14.01.2008 (NTC 2008), come richiesto ai sensi della Legge Reg. Liguria n° 63 del 28.12.2009.

B. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La presente relazione è redatta in conformità alle seguenti Leggi e Normative:

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

C. RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera in esame si impiegheranno calcestruzzo e acciaio in accordo ai Par. 11.2 e 11.3 delle NTC2008. Nell'approccio agli stati limite, i valori di calcolo delle resistenze dei materiali per le verifiche agli SLU si ottengono dividendo il valore caratteristico della generica resistenza R_k per il coefficiente di sicurezza del materiale relativo γ:

$R_d = R_k / \gamma$

Nell'esecuzione dell'opera in epigrafe è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

INERTI: sabbia lavata e ben granata granulometria mm. 0-2
ghiaietto vagliato granulometria mm. 2-5

FERRO: tipo B450C

I conglomerati cementizi saranno approvvigionati preconfezionati da centrale di betonaggio.
Per la realizzazione delle strutture in c.a. verranno forniti calcestruzzi delle seguenti caratteristiche:

– resistenza caratteristica a compressione del conglomerato:

R28	= kg/cmq 300 (per opere in elevazione e cordoli in c.a.)
	= kg/cmq 250 (per opere di fondazione e ripristini delle murature)

– categoria di consistenza **S4**
– dimensione massima dell'aggregato **20mm**
– ferro come da calcoli e disegni esecutivi.

Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume.
Circa le altre prescrizioni esecutive si richiamano le disposizioni di cui alle norme tecniche vigenti emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici.

D. ANALISI DEI CARICHI

D.1 Carichi permanenti

Di seguito vengono definiti i principali carichi permanenti, nei capitoli a seguire per ogni elemento strutturale oggetto di verifica saranno dettagliati i carichi permanenti strutturali e permanenti non strutturali.

- Calcestruzzo 25.00 kN/mc
- Acciaio 78.50 kN/mc

Carichi permanenti strutturali (G1):

Peso proprio della struttura

Carichi permanenti portati computamente definiti (G2):

Conglomerato bituminoso (18 kN/mc)

Barriera di sicurezza: (0.35 kN/ml)

Altri carichi permanenti (G3):

Spinta della terra

D.2 Carico accidentale:

dal capitolo 5 del DM 14 gennaio 2008, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 si deducono i carichi variabili da applicare alla struttura a progetto.

Azioni Variabili da Traffico

Schemi di Carico

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

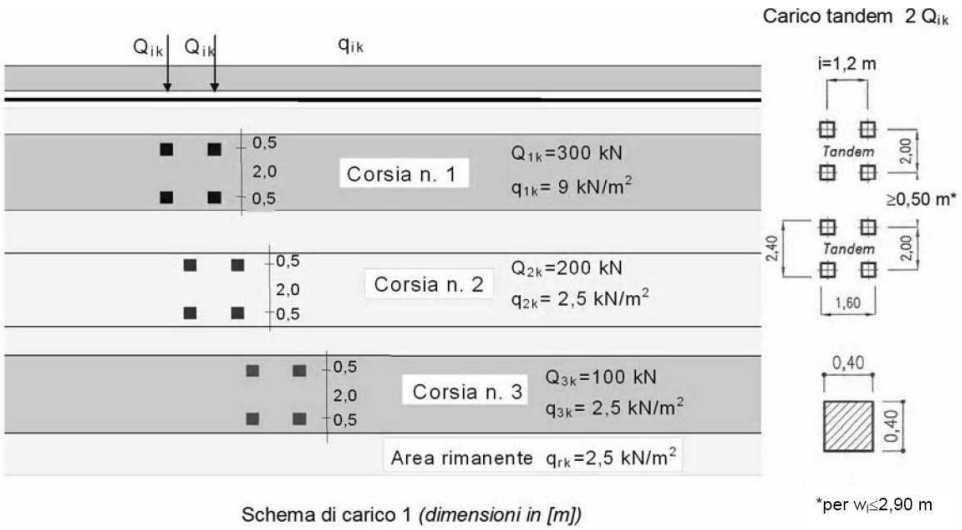


Figura 5.1.2 - *Schema di Carico 1 - dimensioni in [m]*

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

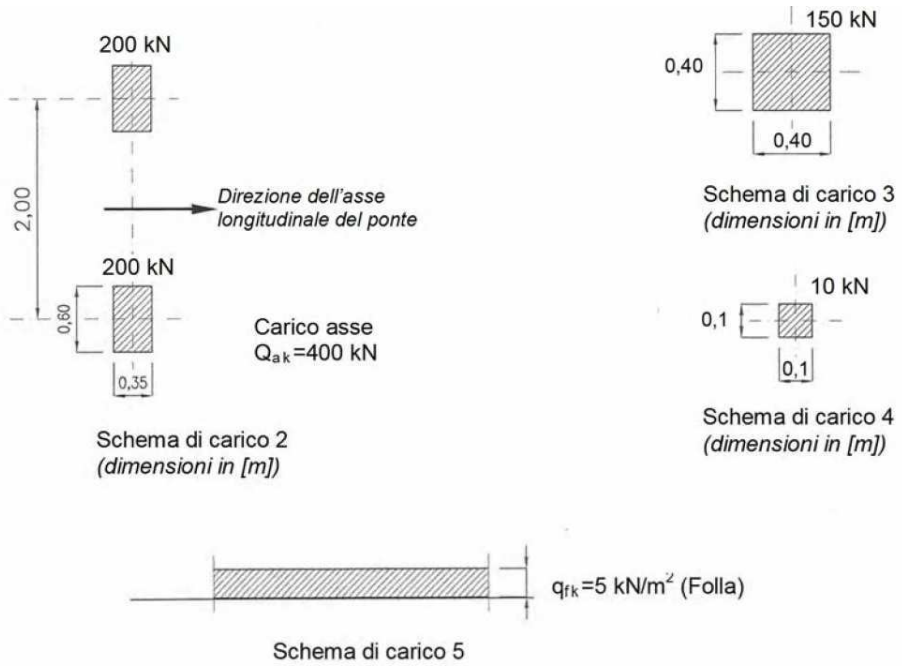


Figura 5.1.2 - *Schemi di Carico 2-5 - dimensioni in [m]*

Tabella 5.1.V – *Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU*

		Coefficiente	EQU[1]	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Carichi permanenti non strutturali[2]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_{Q}	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00[3]	1,00 1,00[4]	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
(3) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
(4) 1,20 per effetti locali

E. VERIFICA DELLE STRUTTURE

CALCOLO DEI PARAMETRI SISMICI

Il progetto in esame riguarda interventi di consolidamento del corpo stradale sulla SP 2 di Sant'Olcese nel Comune di Sant'Olcese, classificato in zona sismica 3, con un valore massino di **a/g =0.108 (SLC)**.

Si impone una **classe d'uso 2**, una **vita nominale della struttura di 50 anni**, un **sottosuolo di categoria A** e **categoria topografica T2**.
Allo stato limite di Collasso si ottengono i seguenti parametri sismici:

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.108g
F_0	2.472
T_c^*	0.288s

CALCOLO DELLA SPINTA SUL MURO

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.
I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali. In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.
Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).
La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma.
Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.
Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

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

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

Carico limite in fondazione

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c\ N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

c	coesione del terreno in fondazione;
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione;
γ	peso di volume del terreno in fondazione;
B	larghezza della fondazione;
D	profondità del piano di posa;
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$A = e^{\pi\, tg\, \phi}$

$N_q = A\ tg^2(45° + \phi/2)$

$N_c = (N_q - 1)\ ctg\ \phi$

$N_\gamma = (N_q - 1)\ tg\ (1.4\phi)$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$K_p = tg^2(45° + \phi/2)$

I fattori *d* e *i* che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

<u>Fattori di profondità</u>

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \qquad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \qquad \text{per } \phi > 0$$

<u>Fattori di inclinazione</u>

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$i_c = i_q = (1 - \theta°/90)^2$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta°}{\phi°}\right)^2 \qquad \text{per} \quad \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \qquad \text{per} \quad \phi = 0$$

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r.

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r >= 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente diseguaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} >= \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta *S*, dalle forze di inerzia dell'opera di sostegno e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro è positivo, ribaltante se è negativo. L'angolo di attrito terra-muro è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

<u>Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.</u>

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s >= 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} >= \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta *N* la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q. Cioè, detto Q_u, il carico limite ed *R* la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} >= \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare η_q>=1.0

Combinazioni di carico (N.T.C. 2008)

Simbologia adottata

γ_{Gsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti

γ_{Gfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti

γ_{Qsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili

γ_{Qfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili

$\gamma_{tan\phi'}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato

$\gamma_{c'}$ Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata

γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata

γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

γ_{γ} Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

Carichi	Effetto		EQU	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	0,90	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,10	1,35	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,35	1,15

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

FONDAZIONE SUPERFICIALE

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

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

Coeff. di combinazione Ψ_0= 0,70 Ψ_1= 0,50 Ψ_2= 0,20

Descrizione terreni

Simbologia adottata

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

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

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

Combinazione n° 1: combinazione fondamentale SLU

$$\boxed{\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + ...}$$

Verifica al Ribaltamento (EQU +M2)
Verifica allo Scorrimento sul piano di posa (GEO) (A2+M2+R2)
Verifica allo schiacciamento (GEO) (A2+M2+R2)

Combinazione n° 2: combinazione caratteristica (SLE irreversibile)

$$\boxed{G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + ...}$$

Verifica al Ribaltamento (EQU +M2)
Verifica allo Scorrimento sul piano di posa (GEO) (A2+M2+R2)
Verifica allo schiacciamento (GEO) (A2+M2+R2)

Combinazione n° 3: combinazione frequente (SLE reversibile)

$$\boxed{G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + ...}$$

Verifica al Ribaltamento (EQU +M2)
Verifica allo Scorrimento sul piano di posa (GEO) (A2+M2+R2)
Verifica allo schiacciamento (GEO) (A2+M2+R2)

Combinazione n° 4: combinazione quasi permanente (SLE)

$$\boxed{G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + ...}$$

Verifica al Ribaltamento (EQU +M2)
Verifica allo Scorrimento sul piano di posa (GEO) (A2+M2+R2)
Verifica allo schiacciamento (GEO) (A2+M2+R2)

Combinazione n° 5: combinazione sismica (SLU)

$$\boxed{E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + ...}$$

Verifica al Ribaltamento (EQU +M2)
Verifica allo Scorrimento sul piano di posa (GEO) (A2+M2+R2)
Verifica allo schiacciamento (GEO) (A2+M2+R2)

Combinazione n° 6: Combinazione eccezionale (SLU)

$$\boxed{G_1 + G_2 + A_d + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + ...}$$

Verifica allo Scorrimento sul piano di posa (GEO) (A2+M2+R2)
Verifica allo schiacciamento (GEO) (A2+M2+R2)

GEOMETRIA DELL'OPERA DI SOSTEGNO

CORDOLO MARGINALE SEMPLICE IN C.A.
km 6+500 (su micropali di consolidamento, vale 50 ml) – 9+175 (in parte semplice, vale 30 ml e in parte su micropali di consolidamento, vale 15 ml e 30 ml)

Elevazione

Altezza del bauletto per alloggiamento barriera	0,10 [m]
Spessore in sommità	0,55 [m]

Fondazione

Lunghezza totale fondazione	1,30 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,60 [m]
Spessore magrone	0,15 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico	2500,0 [kg/mc]
Classe di Resistenza	C25/30
AcciaioTipo	B450C

Descrizione terreni

	γ	ϕ	δ	c
terreno di riporto per rilevato	1800	35.00	25,00	0,000

(terreno di riporto per rilevato come da caratterizzazione geotecnica effettuata in base ad esperienze analoghe in interventi simili nella stessa zona)

Coeff. di spinta:

	M1	M2
kae	0.316	0.405
kpe	6.512	4.346

	γ	ϕ	δ	c
Coltre detritica	2050	30,55	25,00	0,000

(eluviale-colluviale di diverso spessore)

Carico ammissibile in fondazione:

	M1+R1	M2+R2	M1+R3
σamm [kg/cmq]	15,380	2,754	6,687

Descrizione delle AZIONI

1. Carichi permanenti

Si considerano tra i carichi permanenti il peso proprio degli elementi strutturali (G1), il peso della barriera marginale sul cordolo e il peso dello strato di conglomerato bituminoso di ripristino che grava sulla struttura (G2: carichi permanenti portati computamente definiti) e la spinta della terra sulla struttura (G3).

Il braccio delle forze è misurato dal punto di rotazione del cordolo, ossia l'estremo di valle della fondazione.

Descrizione	Valore [kg/m]	Braccio x [m]	Braccio y [m]
G1	2087.50	0.625	0.323
G2	102.50	0.677	0.651
G3 (M1) verticale	47.60	1.30	
G3 (M1) orizzontale	110.35		0.22
G3 (M2) verticale	61.06	1.30	
G3 (M2) orizzontale	141.56		0.22

2. Carichi variabili

Si considerano i carichi variabili da traffico secondo due differenti ipotesi di carico:

2.1. In assenza di urto. Considero lo ***schema di carico 1*** (NTC2008) che grava per metà sulla struttura in c.a a 30 cm dal bordo interno della barriera di protezione, e per metà sul corpo stradale, a distanza di 2,85 m dal carico sulla struttura, quindi ininfluente. Complessivamente:

Descrizione	Valore [kg/m]	Braccio x [m]
Q11	2352,39	0,85

2.2 In presenza di urto.

2.2.1 Per le verifiche che trattano l'equilibrio della struttura come corpo rigido (EQU), si ipotizza un unico sistema solidale cordolo+barriera e si ritiene che la lunghezza di manufatto collaborante sia pari alla lunghezza del cordolo oggetto di ricostruzione (50,00 ml). Considerando un mezzo di massa pari a 22,00 t che impatta ad una velocità di 50 km/h si ottiene la forza di impatto sul cordolo (Fu1). Nell'ipotesi di barriera indeformabile si ritiene che il veicolo nell'urto si mantenga sul cordolo e si considera lo ***schema di carico 2*** come indicato dalla NTC 2008.

Descrizione	Valore [kg/m]	Braccio x [m]	Braccio y [m]
Fu1	1022.39		-1.65
Q12	815.49	0,85	

2.2.2 Per la verifica locale della sezione in c.a. si considera la forza massima che un piantone può trasmettere alla struttura a cui è ancorato, cioè quella forza che porta alla plasticizzazione la sezione in acciaio. La lunghezza di struttura collaborante è assunta pari a 2 volte la distanza del piantone dal ciglio esterno del cordolo. Per il calcolo si è preso in esame una barriera di modello H2BP-Bz il cui piantone ha sezione a C 120x80x6 in acciaio 420 MC S 275 JR. In questa ipotesi di carico si adotta lo ***schema di carico 4*** (NTC 2008) che prevede l'applicazione di un carico isolato di 10 kN con impronta quadrata di lato 10 cm sul cordolo su cui è installata la barriera.

Descrizione	Valore [kg/m]	Braccio x [m]	Braccio y [m]
Fu2	1887,23		-1.65
Q13	679.58	0,30	

3. Azione Sismica

Descrizione	Valore [kg/m]	Braccio x [m]	Braccio y [m]
Q6v	12.06	0.63	
Q6o	24.11		0.34

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

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

C	Tipo	CS_{rib}	CS_{sco}	CS_{qlim}
1	combinazione fondamentale SLU	38.79	6.172	7.304
2	combinazione caratteristica	112.60	12.62	7.863
3	combinazione frequente	96.31	11.01	9.015
4	combinazione quasi permanente	86.53	6.172	9.884
5	combinazione sismica	57.20	5.274	9.851
6	combinazione eccezionale	1.089	1.101	3.520

CORDOLO SU MURO (CON PERFORAZIONI ARMATE)
km 1+750 – 2+900 – 3+200 – 4+200

Elevazione

Altezza del cordolo per alloggiamento barriera	0,50 [m]
Spessore del cordolo	0,55 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico	2500,0 [kg/mc]
Classe di Resistenza	C25/30
AcciaioTipo	B450C

Ancoraggi

Si considera 1 ancoraggio/1.50 m

Diametro barra	2,40 cm
Lunghezza barra	1,00 m
Distanza ancoraggio sezione d'incastro	0,45 m

Descrizione terreni

	γ	ϕ	δ	c
terreno di riporto per rilevato	1800	35.00	25,00	0,000

(terreno di riporto per rilevato come da caratterizzazione geotecnica effettuata in base ad esperienze analoghe in interventi simili nella stessa zona)

Coeff. di spinta:

	M1	M2
kae	0.329	0.405
kpe	6.090	4.346

Carico ammissibile in fondazione:

il cordolo è ancorato al muro sottostante in c.a. mediante perforazioni armate.
I parametri geotecnici del terreno sono stati sostituiti con i valori caratteristici del calcestruzzo.

Descrizione delle AZIONI

4. Carichi permanenti

Si considerano tra i carichi permanenti il peso proprio degli elementi strutturali (G1), il peso della barriera marginale sul cordolo (G2) e la spinta della terra sulla struttura (G3).

Il braccio delle forze è misurato dal punto di rotazione del cordolo, ossia l'estremo di valle della fondazione.

Descrizione	Valore [kg/m]	Braccio x [m]	Braccio y [m]
G1	687,50	0,275	0,250
G2	35,00	0,200	0,500
G3 (M1) verticale	20,70	0,550	
G3 (M1) orizzontale	47,99		0,140
G3 (M2) verticale	25.49	0,550	
G3 (M2) orizzontale	59.10		0,140

Si prevede di ancorare la nuova struttura al muro sottostante mediante barre di diametro 24 mm e lunghezza 100 cm posti a 45 cm dal punto di rotazione e ad un interasse di 1,50 m. Considerando una tensione tangenziale nella superficie del bulbo di ancoraggio pari a 5,300 kg/c mq in muratura sana, si ottiene una forza stabilizzante dovuta all'ancoraggio pari a:

Tanc = 2664,07 kg

5. Carichi variabili

Si considerano i carichi variabili da traffico secondo due differenti ipotesi di carico:

5.1. In assenza di urto. Considero lo ***schema di carico 1*** (NTC2008) che grava sul corpo stradale, a distanza di 30 cm dal bordo interno della barriera di protezione e di 2,85 m dal carico sulla struttura, quindi ininfluente.

L'unica azione che si ritiene di dover considerare è la sollecitazione trasmessa dal terreno al manufatto, dovuta al carico uniformemente distribuito di cui allo schema di carico 1 di cui sopra:

Descrizione	Valore [kg/m]	Braccio y [m]
Q11o (M1)	126,85	0,21
Q11o(M2)	156.22	0,21

2.3 In presenza di urto.

2.3.1 Per le verifiche che trattano l'equilibrio della struttura come corpo rigido (EQU), si ipotizza un unico sistema solidale cordolo + barriera e si ritiene che la lunghezza di manufatto collaborante sia pari alla lunghezza del cordolo oggetto di ricostruzione (50,00 ml). Considerando un mezzo di massa pari a 22,00 t che impatta ad una velocità di 50 km/h si ottiene la forza di impatto sul cordolo (Fu1). Nell'ipotesi di barriera indeformabile si ritiene che il veicolo nell'urto si mantenga sul cordolo e si considera lo ***schema di carico 2*** come indicato dalla NTC 2008.

Descrizione	Valore [kg/m]	Braccio x [m]	Braccio y [m]
Fu1	1022.39		-1,420
Q12	815.49	0,850	

2.3.2 Per la verifica locale della sezione in c.a. si considera la forza massima che un piantone può trasmettere alla struttura a cui è ancorato, cioè quella forza che porta alla plasticizzazione la sezione in acciaio. La lunghezza di struttura collaborante è assunta pari a 2 volte la distanza del piantone dal ciglio esterno del cordolo. Per il calcolo si è preso in esame una barriera di modello H2BP-Bz il cui piantone ha sezione a C 120x80x6 in acciaio 420 MC S 275 JR.

Descrizione	Valore [kg/m]	Braccio x [m]	Braccio y [m]
Fu2	1887,23		-1,420

6. Azione Sismica

Descrizione	Valore [kg/m]	Braccio x [m]	Braccio y [m]
Q6v	3.977	0.27	
Q6o	7.954		0.26

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

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

C	Tipo	CS_{rib}	CS_{sco}	CS_{qlim}
1	combinazione fondamentale SLU	23.75	4.912	74.96
2	combinazione caratteristica	34.30	1.348	74.96
3	combinazione frequente	11.23	4.912	74.96
4	combinazione quasi permanente	50.39	1.90	74.96
5	combinazione sismica	45.27	1.806	74.56
6	combinazione eccezionale	2.071	3.156	21.16

VERIFICA DELLA SEZIONE IN C.A.

Analisi agli stati limite ultimi

Diagramma M-N allo stato limite ultimo

Dati

Tipo sezione	Rettangolare	
Base	50,0	[cm]
Altezza	55,0	[cm]

Elenco ferri
N° 4 ferri
d = 14 Diametro ferro espresso in [mm]

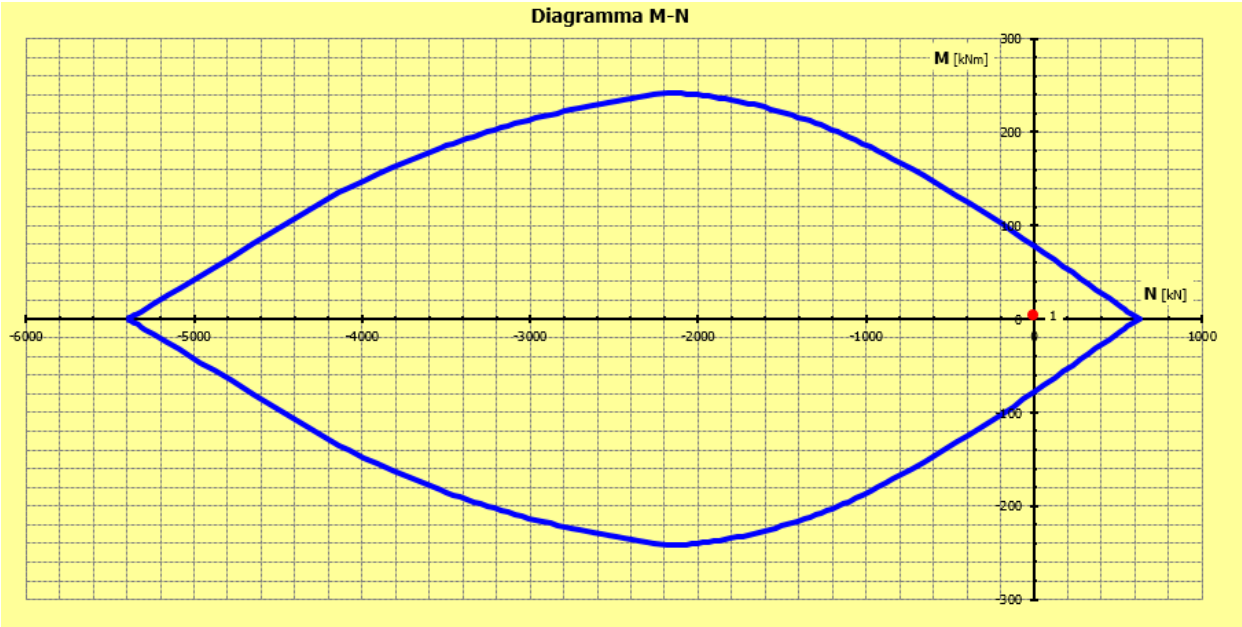
Materiale impiegato: Calcestruzzo armato C25/30

Considerando le sollecitazioni dovute alle azioni variabili del traffico, secondo l'ipotesi di urto del veicolo in svio sulla struttura, risulta:

Mmax = 419,38 kg m

P = Fu2 = 1887,23 kg

Risultati analisi



Forza resistente dovuta all'ancoraggio di contrasto a P:

Tanc = 2664,07 kg

Coefficiente di sicurezza calcolato = 1,41.

CONSIDERAZIONI SULLA SCELTA DELLA PROTEZIONE MARGINALE

La SP2 di Sant'Olcese si sviluppa partendo dal confine tra i Comuni di Genova e Sant'Olcese, in corrispondenza del ponte sul Torrente Sardorella, proseguendo poi nel territorio del Comune di Sant'Olcese attraverso le frazioni di Manesseno, Piccarello, Vicomorasso, Sant'Olcese Chiesa, Tullo e successivamente del Comune di Serra Riccò fino a raggiungere il valico della Crocetta, immettendosi nella S.P. 3 di Crocetta d'Orero.
La lunghezza complessiva è di km 13+473 ca.
Il tracciato stradale non presenta una pendenza media longitudinale particolarmente elevata mentre la sezione della carreggiata si aggira intorno ai 5,50 m; i raggi di curvatura sono limitati dall'andamento morfologico del territorio.

Per le sue caratteristiche geometriche, le velocità di percorrenza sono inferiori a 50 km/h (classe di appartenenza 1, v<50 km/h)

Per quanto riguarda la domanda di spostamento, essa risulta concentrata prevalentemente nei territori di Manesseno e Casella.

Secondo la classificazione del D.Lgs 285/92 l'arteria è inquadrabile nella categoria "strada locale (F)".

Dal punto di vista del traffico, il TGM risulta > 1000 veicoli/gg (Tipo I ai sensi del DM 223/92) con una percentuale comunque < 5% di mezzi commerciali di massa superiore a 3500 kg

Lungo il tracciato è vigente una limitazione al transito di mezzi superiori a 16 t tra il km 8+100 e il km 9+000 e limitazioni di velocità a 50 km/h tra le prog.ve km 6+884 e km 7+345 e a 40 km/h tra le prog.ve km 8+626 e km 10+259, in entrambi i casi nei tratti fuori centro abitato.

Nei tratti interessati dagli interventi, si prevede di sistemare e consolidare il corpo stradale, il sistema di disciplinamento acque e le delimitazioni marginali; la lunghezza di complessiva intervento risulta pari a 860 ml circa (con una lunghezza massima del singolo intervento pari a 350 ml circa).

Data la distribuzione degli interventi lungo la strada, si assume, nella situazione più cautelativa, la **velocità di progetto pari a 50 km/h** (D.M. 5/11/2001).

La strada in oggetto non rientra nel campo di applicazione del DM 223/1992 e s.m.i. in quanto si tratta di una strada provinciale con velocità di progetto < 70 km/h. Il progetto inoltre non riguarda interventi specifici di adeguamento dei soli dispositivi di ritenuta.

DATE LE CARATTERISTICHE DEL TERRITORIO, LIMITATA SEZIONE STRADALE E CURVE A RAGGIO LIMITATO, SI RITIENE TUTTAVIA NECESSARIO PROCEDERE AD UNA VALUTAZIONE DEL PIÙ IDONEO DISPOSITIVO DI PROTEZIONE DA INSTALLARE SUL CORDOLO DI C.A. DI NUOVA REALIZZAZIONE CON RIFERIMENTO ALLE NORME VIGENTI.

La presenza sulle strade provinciali di varie tipologie di delimitazioni marginali anche di origine vetusta (ringhiere, muretti, ecc.) comporta oggigiorno, la sostituzione con elementi di diversa natura rispetto all'esistente. Questo deriva spesso da motivi di tipo gestionale, date le disponibilità e la reperibilità dei materiali sul mercato unitamente all'esigenza di garantire un adeguato livello di sicurezza, condizione di cui all'art. 13 del D.Lgs. del 30/04/1992 n. 285.

Dall'analisi delle caratteristiche del tracciato stradale e delle caratteristiche del traffico che lo attraversa sia per quanto riguarda le tipologia dei veicoli che, soprattutto, per le velocità di percorrenza si è calcolato il livello di contenimento necessario nelle reali condizioni di traffico sul tratto in esame, prevedendo due situazioni:

- l'urto di più elevato livello di rischio con un veicolo di massa 16 t ad una velocità di 50 km/h e un angolo di impatto di circa 20°. Il livello di contenimento richiesto è pari a 181 kJ ottenibile con un dispositivo di classe H2;
- l'urto nella situazione di rischio più probabile con un mezzo leggero (1,5 t) ad una velocità di percorrenza di 70 km/h e un angolo di impatto di circa 20°. Il livello di contenimento richiesto è pari a 33 kJ ottenibile con un dispositivo di classe N1;

Trattandosi di bordo opera d'arte, per scarpate con pendenza >2/3, si impone l'installazione di una barriera di tipo H2 caratterizzata da un livello di contenimento pari a 288 kJ.

RELAZIONE SUI MATERIALI

ai sensi dell'art. 65 del D.P.R. n. 380 del 06/06/01 e
delle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M. 14/01/2008.

INDICE

1. MATERIALI DELLE OPERE DI PROGETTO
1.1 Elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa
1.2 Durabilità
1.3 Protezione al fuoco
1.4 Materiali strutturali: valori di calcolo
1.4.1 Calcestruzzo
1.4.2 Acciaio d'armatura
1.4.3 Acciaio per strutture metalliche

1. MATERIALI DELLE OPERE DI PROGETTO

Tutti i materiali da adoperare dovranno essere di ottima qualità e dovranno essere messi in opera con ogni cura.

1.1 Elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa

Dovranno essere usati:

1.1.1 - LEGANTI, INERTI ED AGGREGATI-

Leganti per il calcestruzzo: devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia, dotati di certificato di conformità e rispondenti alla norma armonizzata UNI EN 197, purché idonei all'impiego previsto nonché, per quanto non in contrasto, conformi alle prescrizioni di cui alla Legge 26/05/1965 n. 595.

Aggregati per il calcestruzzo: rispondenti alle prescrizioni di cui alla UNI EN 12620 e per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1.

Inerti naturali o di frantumazione: costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose o argillose, in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione delle armature metalliche.

Ghiaia o pietrisco: di dimensioni massime commisurate alle caratteristiche della carpenteria, del getto ed all'ingombro delle armature metalliche.

1.1.2. – ACQUA -

Acqua: (conforme alle Norme UNI EN 1008/2003) limpida, priva di sali in percentuali dannose, non aggressiva e in quantità strettamente necessaria e comunque;

1.1.3 – ADDITIVI -

Additivi: devono essere conformi alla Norma europea armonizzata UNI EN 934-2.

I materiali impiegati nelle opere di progetto sono:

- per le strutture in fondazione: calcestruzzo C25/30;
- per le strutture in elevazione: calcestruzzo C28/35;
- barre di armatura: ferro B450C;
- acciaio per rete elettrosaldata: ferro B450A;
- acciaio per armatura pali S355H;
- acciaio da carpenteria, struttura portante: S235;

Le **strutture in fondazione** si considerano in classe di esposizione XC2; per il calcestruzzo impiegato nei getti si prescrive un diametro massimo dell'inerte pari a 22.4 mm, e una classe di consistenza S4. Le

strutture in elevazione si considerano in classe di esposizione XC2; per il calcestruzzo impiegato nei getti si prescrive un diametro massimo dell'inerte pari a 22.4 mm, e una classe di consistenza S4.

Controllo di accettazione (D.M. 14/01/2008 § 11.2.5.1 Tab. 11.2.I): tipo A

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 –1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	**X0**	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici:in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi su può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante.In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata.Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	**XC1**	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse i acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	**XC2**	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi,fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	**XC3**	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	**XC4**	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	

Nelle strutture in cls armato, il copriferro di posa dell'armatura più esterna è stato stabilito tenendo conto del rispetto delle limitazioni contenute nella circolare n. 617, paragrafo C4.1.6.1.3, finalizzata a salvaguardare la durabilità dell'opera.

Tabella 1 - Classe di esposizione XC secondo UNI 11104

Classe di esposizione	Ambiente	a/c	R_{ck} (MPa)	Dosaggio di cemento (kg/m³)	Copriferro (mm)*	
					c.a.	c.a.p.
XC1	asciutto	≤ 0.60	≥ 30	≥ 300	≥ 15	≥ 25
XC2	bagnato	≤ 0.60	≥ 30	≥ 300	≥ 25	≥ 35
XC3	umido	≤ 0.55	≥ 35	≥ 320	≥ 25	≥ 35
XC4	asciutto-bagnato	≤ 0.50	≥ 40	≥ 340	≥ 30	≥ 40

* Valori stabiliti dall'Eurocodice 2: per durabilità > 100 anni aumentare il copriferro di 10 mm

1.2 Durabilità

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazioni opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali, che nel caso delle opere in calcestruzzo, anche l'ampiezza delle fessure.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.
Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori adotterà le previste procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle NTC2008.

1.3 Protezione al fuoco

Ai sensi del DPR 151/2011 le opere in progetto non sono destinate ad attività sottoposte ai controlli di prevenzione incendi.

1.4 Materiali strutturali: valori di calcolo

Di seguito vengono elencati i materiali usati nel progetto delle strutture:

Dati specifici per calcestruzzo
Cls **20/25**

MATERIALI UTILIZZATI		
Calcestruzzo		
Classe	C20/25	
Resistenza caratteristica cilindrica = f_{ck} =	20	Mpa [N/mmq]
Resistenza caratteristica cubica = R_{ck} =	25	Mpa [N/mmq]
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata = α_{cc} =	0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo = γ_c =	1.5	
Resistenza di progetto = f_{cd} =	11.33	Mpa [N/mmq]
Resistenza media cilindrica = f_{ck} =	28.00	Mpa [N/mmq]
Modulo elastico istantaneo = E_{cm} =	29962	Mpa [N/mmq]

Cls **C25/30** (strutture di fondazione)

MATERIALI UTILIZZATI		
Calcestruzzo		
Classe	C25/30	
Resistenza caratteristica cilindrica = f_{ck} =	25	Mpa [N/mmq]
Resistenza caratteristica cubica = R_{ck} =	30	Mpa [N/mmq]
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata = α_{cc} =	0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo = γ_c =	1.5	
Resistenza di progetto = f_{cd} =	14.17	Mpa [N/mmq]
Resistenza media cilindrica = f_{ck} =	33.00	Mpa [N/mmq]
Modulo elastico istantaneo = E_{cm} =	31476	Mpa [N/mmq]

Cls **C28/35** (strutture in elevazione)

MATERIALI UTILIZZATI		
Calcestruzzo		
Classe	C28/35	
Resistenza caratteristica cilindrica = f_{ck} =	28	Mpa [N/mmq]
Resistenza caratteristica cubica = R_{ck} =	35	Mpa [N/mmq]
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata = α_{cc} =	0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo = γ_c =	1.5	
Resistenza di progetto = f_{cd} =	15.87	Mpa [N/mmq]
Resistenza media cilindrica = f_{ck} =	36.00	Mpa [N/mmq]
Modulo elastico istantaneo = E_{cm} =	32308	Mpa [N/mmq]

Dati specifici per acciaio da cemento armato
Acciaio B450A

Acciaio		
Tipo	B450A	
Tensione caratteristica di snervamento = f_{yk} =	450	Mpa [N/mmq]
Tensione caratteristica di rottura = f_{tk} =	540	Mpa [N/mmq]
Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio = γ_s =	1.15	
Resistenza di progetto = f_{sd} =	391.30	Mpa [N/mmq]
Modulo elastico = E_s =	210000	Mpa [N/mmq]

Acciaio B450C

Acciaio		
Tipo	B450C	
Tensione caratteristica di snervamento = f_{yk} =	450	Mpa [N/mmq]
Tensione caratteristica di rottura = f_{tk} =	540	Mpa [N/mmq]
Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio = γ_s =	1.15	
Resistenza di progetto = f_{sd} =	391.30	Mpa [N/mmq]
Modulo elastico = E_s =	210000	Mpa [N/mmq]

CARATTERISTICHE MECCANICHE E DIMENSIONALI

Classe acciaio	Ø mm	Tol. Peso %	Tol. Lungh mm.	fy min MPa	fy Min MPa	ft min MPa	ft/fy min	ft/fy max	Agt min %	Piega α, k %
B450C	8 ÷ 32	0m	0/+100	450c	563c	540c	1.15c	1.35c	7.5c	**
B450C	6 ÷ 50	*	-	450c	563c	540c	1.15c	1.35c	7.5c	**

Dati specifici per acciaio da carpenteria

- acciaio per armatura pali S355H;
- acciaio per carpenteria S235

Tabella 11.3.IX – Laminati a caldo con profili a sezione aperta

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm²]	f_{tk} [N/mm²]	f_{yk} [N/mm²]	f_{tk} [N/mm²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Tabella 11.3.X - Laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm²]	f_{tk} [N/mm²]	f_{yk} [N/mm²]	f_{tk} [N/mm²]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S460 MH/MLH	460	530		