AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DELL'AQUILA

SETTORE VIABILITA'

Via Saragat Loc. Campo di Pile, 67100 L'Aquila

DIRIGENTE DEL SETTORE Ing. Nicolino D'Amico

Fondo di Sviluppo e Coesione 2021-2027 *Delibera CIPESS n. 15 del 23/04/2024 - Accordo per la Coesione Governo - Regione Abruzzo.* **INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA E DI ADEGUAMENTO FUNZIONALE DELLE STRADE PROVINCIALI.**

CUP : F37H24000030001

I Progettisti :

BRANDI SOCIETÀ D'INGEGNERIA
(mandataria)
Ing. Roberto Brandi

TECNOSOIL ENGINEERING s.r.l.
(mandante)
Geol. Eustachio Pietromartire

GEOCART PROFESSIONAL SERVICE S.R.L.
(mandante)
Geom. Nicola Mantini

LIMES SOCIETA' COOPERATIVA
(mandante)
Archeol. Hermann Borghesi

STUDIO TECNICO ING. TARABORRELLI B.
(mandante)
Ing. Taraborrelli Bellafronte Angelo

STUDIO TECNICO AGRONOMICO DOTT. NICOLA TAVANO *(mandante)*
Dott. Nicola Tavano

"ORANGES & DI CARMINE ASSOCIATI"
(mandante)
Arch. Maurizio Oranges

SGAI S.R.L. di E. Forlani & C.
(ausiliaria)
Ing. Andrea Forlani

Il Responsabile del Progetto:
Ing. Ghizzoni Angela

Approvazioni:

PROGETTO ESECUTIVO (D.Lgs. 36/2023 - All. I-7)

C - ELABORATI SPECIALISTICI

SUB-INTERVENTO3.3 - SP72 di CAPESTRANO

Tavola/Allegato	*C36*	**Relazione tecnica sulle barriere di sicurezza**			
Codice commessa	*T2502*	*Data di emissione* *Aprile 2026*	*Rev* *03*	*Scala*	*Formato* *doc*
Codice elaborato	*ES36*	*Redatto* *Brandi R.*	*Controllato* *Pietromartire L.*	*Approvato* *Brandi R.*	

Aprile 2026	*Brandi R.*	*Revisione*
Dicembre 2025	*Brandi R.*	*Revisione*
Novembre 2025	*Brandi R.*	*Emissione Progetto Esecutivo*
Data	*Operatore*	*Descrizione*

SOMMARIO

1 PREMESSA 1

2 GENERALITA' SUI SISTEMI DI SICUREZZA 2

3 RIFERIMENTI NORMATIVI 3

4 CLASSIFICAZIONE DELLE BARRIERE 4

5 DEFINIZIONE DEI CRITERI DI SCELTA DELLE BARRIERE DI SICUREZZA 7

6 INDIVIDUAZIONE DELLE ZONE DA PROTEGGERE 8

6.1 Individuazione e descrizione degli interventi 8

7 PROGETTO DELLE BARRIERE STRADALI 10

7.1 Classificazione della strada 10

7.2 Dati di traffico 10

7.3 Scelta delle barriere di progetto 11

8 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO 12

ALLEGATO I – Schema di impianto barriera H2 bordo laterale.

ALLEGATO II – Calcolo e verifica cordolo di ancoraggio.

1 PREMESSA

Il presente elaborato, parte integrate del **Progetto Esecutivo** relativo agli interventi di messa in sicurezza ed adeguamento funzionale delle strade provinciali dell'Aquila, intende relazione sulla scelta dei dispositivi di sicurezza stradale da porre sul tracciato della SP72 di Capestrano.

In particolare, dopo una breve introduzione sulla normativa di riferimento ed i parametri alla base del progetto delle barriere stradali, saranno definiti e descritti i criteri funzionali utilizzati per la scelta delle barriere stradali previste in progetto.

2 GENERALITA' SUI SISTEMI DI SICUREZZA

La sicurezza della circolazione stradale è incrementata avvalendosi di sistemi di ritenuta o di protezione specifici, costituiti dall'insieme delle barriere e delle attrezzature di sicurezza, posizionate lungo il nastro stradale in modo da rendere minimi i danni conseguenti ad uno svio veicolare.

Diversamente da quanto stabilito nelle vecchie concezioni in materia di sistemi di protezione ed, in generale, negli studi delle altre opere di ingegneria, le barriere di sicurezza moderne non sono progettate per resistere ad un determinato carico, ma per cedere sotto l'impatto in maniera controllata. I sistemi di ritenuta proteggono il veicolo dall'uscita di strada, interponendosi ad eventuali ostacoli laterali. Inoltre il veicolo, dopo l'impatto con la barriera, rimane contenuto all'interno della carreggiata stradale creando condizioni di rischio per i veicoli che sopraggiungono, pertanto, la barriera dovrà inoltre consentire di rinviare il veicolo urtante con piccoli angoli di deviazione. A tal proposito, affinché le barriere stradali possano assolvere a pieno alle loro funzionalità è necessario che le stesse rispettino alcuni requisiti generali, quali:

- **Impedire l'uscita del veicolo fuori controllo**. Il veicolo non deve spaccare, né scavalcare, né incunearsi sotto la barriera; questo requisito dovrà, naturalmente, essere sempre verificato per qualsiasi tipo di veicolo, per cui, per verificare il corretto funzionamento della barriera, si dovrà verificarne il comportamento con uno o più mezzi rappresentativi del parco veicolare, così da poter poi estendere i risultati a tutti gli altri;
- **Indurre nel veicolo le minime decelerazioni**. La barriera deve fermare o rallentare il veicolo in modo da non creare pericolo per gli occupanti; dato che il corpo umano è in grado di sopportare valori limitati di decelerazione conseguenti alla collisione, è necessario che, durante l'urto, le decelerazioni impresse al veicolo ed al conducente siano contenute;
- **Ridirigere il veicolo con basso angolo di rinvio**. La barriera deve fermare o deviare il veicolo in modo da non creare pericolo per i veicoli che seguono; questo significa che, quando il veicolo si allontana dalla barriera dopo l'urto, dovrà farlo con il più basso angolo possibile (angolo di rinvio);
- **Avere una deformazione massima definita**. La barriera deve avere una deformazione massima, relativa all'urto più gravoso, compatibile con lo spazio a disposizione; infatti se lo spazio a disposizione alle spalle della barriera è minore della sua deformazione massima prevista, il veicolo urtante può venire in contatto ugualmente con l'ostacolo. Inoltre, considerando una barriera disposta sul margine centrale, è necessario assicurare che, nella configurazione di deformazione massima, esse non invada la corsia dell'altro senso di marcia.
- **Avere caratteristiche costanti per tutta la lunghezza**. È necessario modulare il progetto della barriera in funzione della variabilità delle caratteristiche del terreno o dell'opera d'arte su cui la barriera stessa viene installata per garantire una risposta costante all'urto del sistema di ritenuta. Inoltre. Poiché le barriere, nelle parti terminali, non sono in grado di esplicare la loro funzione e costituiscono esse stesse un pericolo, è necessario allontanare le estremità da quella parte che è la parte della barriera chiamata ad esercitare effettivamente l'azione di contenimento.

3 RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. 5 novembre 2001 n. 6792 “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade” e successive modifiche;
- D.M. 21 giugno 2004 n. 2367 “Istruzioni tecniche per la progettazione, l’omologazione e l’impiego dei dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali”;
- UNI EN 1317-1:2000 “Barriere di sicurezza stradali - Terminologia e criteri generali per i metodi di prova”;
- UNI EN 1317-2:2000 “Barriere di sicurezza stradali - Classi di prestazione, criteri di accettazione delle prove d’urto e metodi di prova per le barriere di sicurezza”;
- UNI EN 1317-3:2002 “Barriere di sicurezza stradali - Classi di prestazione, criteri di accettabilità basati sulla prova di impatto e metodi di prova per attenuatori d’urto”;
- UNI EN 1317-4:2003 “Barriere di sicurezza stradali - Classi di prestazione, criteri di accettazione per la prova d’urto e metodi di prova per terminali e transizioni delle barriere di sicurezza”.
- D.M. 3 giugno 1998 “Istruzioni tecniche nella progettazione, omologazione ed impiego delle barriere di sicurezza stradale”
- D.M. 18 febbraio 1992 n.223 “Regolamento recante istruzioni tecniche per la progettazione, l’omologazione e l’impiego delle barriere stradali di sicurezza”.
- CNR n. 77 del 5 maggio 1980 “Istruzione per la redazione dei progetti stradali”.

4 CLASSIFICAZIONE DELLE BARRIERE

La normativa attuale, cataloga i dispositivi di ritenuta secondo il seguente criterio:

- Barriere centrali da spartitraffico;
- Barriere laterali;
- Barriere per opere d'arte, quali ponti, viadotti, sottovia, muri, ecc.;
- Barriere o dispositivi per punti singolari quali barriere per chiusura varchi, attenuatori d'urto per ostacoli fissi, letti di arresto o simili, terminali speciali, dispositivi per zone di approccio ad opere d'arte, dispositivi per zone di transizione e simili.

La classificazione prestazionale dei dispositivi di sicurezza nelle costruzioni stradali, le modalità di esecuzione delle prove d'urto ed i relativi criteri di accettazione di cui alle norme UNI EN1317 parti 1, 2, 3 e 4, sono recepite in Italia con il D.M. 21 giugno 2004 n. 2367 e s.m.i.

La norma UNI EN 1317-2:2000 descrive quindi i livelli di prestazione delle barriere di sicurezza in funzione dei seguenti criteri:

- Livello di contenimento;
- Livello di severità dell'urto;
- Deformazione espressa dalla larghezza operativa.

I livelli di contenimento delle barriere di sicurezza devono essere conformi ai requisiti del prospetto 2 della UNI EN 1317-2, quando sottoposte a prove di collaudo in base ai criteri definiti nel prospetto 1 della norma stessa. Di seguito, si riportano i prospetti relativi ai criteri di prova d'urto e quello del livello di contenimento.

Tabella 1 - Descrizione delle prove d'urto per barriere stradali di cui alla UNI EN 1317-1.

Prova	Velocità d'urto km/h	Angolo d'urto gradi	Massa totale del veicolo kg	Tipo di veicolo
TB 11	100	20	900	Automobile
TB 21	80	8	1 300	Automobile
TB 22	80	15	1 300	Automobile
TB 31	80	20	1 500	Automobile
TB 32	110	20	1 500	Automobile
TB 41	70	8	10 000	Autocarro rigido
TB 42	70	15	10 000	Autocarro rigido
TB 51	70	20	13 000	Autobus
TB 61	80	20	16 000	Autocarro rigido
TB 71	65	20	30 000	Autocarro rigido
TB 81	65	20	38 000	Autocarro articolato

Tabella 2 - Livelli di contenimento di cui alla UNI EN 1317-2.

Livelli di contenimento	Prova di accettazione
Contenimento con angolo d'urto basso	
T1	TB 21
T2	TB 22
T3	TB 41 e TB 21
Contenimento normale	
N1	TB 31
N2	TB 32 e TB 11
Contenimento più elevato	
H1	TB 42 e TB 11
H2	TB 51 e TB 11
H3	TB 61 e TB 11
Contenimento molto elevato	
H4a	TB 71 e TB 11
H4b	TB 81 e TB 11

Nota 1 - I livelli di contenimento con angolo basso sono destinati per l'uso esclusivamente di barriere di sicurezza temporanee. Le barriere di sicurezza temporanee possono essere sottoposte a prova anche per livelli di contenimento più elevati.
Nota 2 - Se un'installazione è stata sottoposta a prova con esito positivo a un dato livello di contenimento, si suppone che abbia soddisfatto le condizioni di prova di un livello minore eccezione fatta per N1 e N2 che non comprendono T3.
Nota 3 - Poiché nei diversi Paesi le prove e lo sviluppo di barriere di sicurezza a contenimento molto elevato sono state effettuate usando tipi di veicoli pesanti molto diversi, sia le prove TB 71 che TB 81 sono attualmente comprese nella norma. I due livelli di contenimento H4a e H4b non dovrebbero essere considerati equivalenti e fra essi non vi è una gerarchia.

La valutazione di una barriera di sicurezza per veicoli entro la gamma di livelli di contenimento T3, N2, H1, H2, H3, H4a e H4b necessita dell'esecuzione di due prove:

- una prova in base al massimo livello di contenimento per quella particolare barriera;
- una prova usando un veicolo leggero (900 kg) allo scopo di verificare che il raggiungimento soddisfacente del livello massimo sia anche compatibile con la sicurezza per un veicolo leggero.

Gli indici di valutazione della severità dell'urto per gli occupanti del veicolo (ASI, THIV e PHD) devono essere conformi ai requisiti del prospetto 3, dove sono individuati due indici di severità.

Tabella 3 - Indici di severità di cui alla UNI EN 1317-2.

Livello di severità dell'urto	Valori degli indici		
A	ASI ≤ 1,0	e	THIV ≤ 33 km/h PHD ≤ 20 g
B	ASI ≤ 1,4		

Nota 1 - Il livello di severità d'urto A garantisce un maggiore livello di sicurezza per gli occupanti di un veicolo che esce di strada rispetto al livello B e viene preferito quando altre considerazioni si equivalgono.
Nota 2 - In luoghi pericolosi specifici in cui il contenimento di un veicolo che esce di strada (come un camion di trasporto pesante) è la considerazione principale, può essere necessario adottare e installare una barriera di sicurezza senza un livello di severità d'urto specifico. I valori degli indici registrati nella prova della barriera di sicurezza, tuttavia, devono essere citati nel resoconto di prova.

Tutte le barriere ed i dispositivi di ritenuta ed attenuazione di tutte le classi devono corrispondere ad un indice ASI ≤ 1, ottenuto con una autovettura.

È ammesso indice ASI fino a 1,4 per le barriere ed i dispositivi destinati a punti particolarmente pericolosi nei quali il contenimento del veicolo in svio diviene un fattore essenziale ai fini della sicurezza. Il bordo ponte è uno dei casi in cui si accetta ASI > 1. (D.M. n.235 del 03/06/1998).

La deformazione delle barriere di sicurezza deve essere compatibile con lo spazio disponibile dietro il sistema. La deformazione è caratterizzata dalla deflessione dinamica D (lo spostamento dinamico laterale massimo del lato della barriera rivolto verso il traffico) e dalla larghezza operativa W (la distanza tra il lato rivolto verso il traffico prima dell'urto della barriera di sicurezza e la massima posizione laterale dinamica di una qualunque parte principale della barriera).

La deformazione del sistema di ritenuta deve essere conforme ai requisiti del prospetto 4 della norma UNI EN 1317-2. Di seguito si riporta la tabella dei livelli di larghezza operativa riportati nella UNI EN 1317-2

Tabella 4 - Livelli di Larghezza operativa di cui alla UNI EN 1317-2.

Classi di livelli di larghezza operativa	Livelli di larghezza operativa m
W1	$W \leq 0{,}6$
W2	$W \leq 0{,}8$
W3	$W \leq 1{,}0$
W4	$W \leq 1{,}3$
W5	$W \leq 1{,}7$
W6	$W \leq 2{,}1$
W7	$W \leq 2{,}5$
W8	$W \leq 3{,}5$

Nota 1 - È possibile specificare una classe di livello di larghezza operativa minore di W1.
Nota 2 - La deflessione dinamica e la larghezza operativa permettono di determinare le condizioni per l'installazione di ogni barriera di sicurezza, nonché di definire le distanze da creare davanti agli ostacoli per permettere alla barriera di fornire prestazioni soddisfacenti.
Nota 3 - La deformazione dipenderà sia dal tipo di barriera che dalle caratteristiche di prova d'urto.

5 DEFINIZIONE DEI CRITERI DI SCELTA DELLE BARRIERE DI SICUREZZA

La scelta dei dispositivi di sicurezza avverrà tenendo conto della loro destinazione ed ubicazione, del tipo e delle caratteristiche della strada, nonché di quelle del traffico a cui la stessa sarà interessata, salvo per le barriere di cui al punto c) dell'art. 1 del D.M. 21 giugno 2004 n. 2367 (barriere per opere d'arte, quali ponti, viadotti, sottovia, muri, ecc.) per le quali dovranno sempre essere usate protezioni delle classi H2, H3, H4 e comunque in conformità della vigente normativa sulla progettazione, costruzione e collaudo dei ponti stradali.

Ai fini applicativi il traffico di progetto è classificato in ragione dei volumi di traffico e della prevalenza dei mezzi che lo compongono, distinto nei livelli riportati nella tabella che segue:

Tabella 5 - Tipologia di traffico

Tipo di traffico	TGM*	% di veicoli con massa > 3,5 t.
I	≤ 1000	qualsiasi
II	> 1000	≤ 5
III	> 1000	$5 < n \leq 15$
IV	> 1000	> 15

*TGM rappresenta il traffico giornaliero medio annuale nei due sensi di marcia

Ai fini applicativi la tabella seguente riporta, in funzione del tipo di strada, del tipo di traffico e della destinazione della barriera, le classi minime di dispositivi da applicare.

Tabella 6 - Classificazione progettuale dei dispositivi di sicurezza longitudinali

Tipo di strada	Traffico	Destinazione barriere		
		Barriere spartitraffico a	Barriere bordo lat b	Barriere bordo ponte c
Autostrade (A) e strade extraurbane principali (B)	I	H2	H1	H2
	II	H3	H2	H3
	III	H3-H4	H2-H3	H3-H4
Strade extraurbane secondarie (C) e Strade urbane di scorrimento (D)	I	H1	N2	H2
	II	H2	H1	H2
	III	H2	H2	H3
Strade urbane di quartiere (E) e strade locali (F)	I	N2	N1	H2
	II	H1	N2	H2
	III	H1	H1	H2

Dove previsto l'utilizzo di più classi di barriere, la scelta sarà determinata dal progettista in funzione dell'ampiezza w della larghezza utile della barriera scelta, delle caratteristiche geometriche della strada, della percentuale di traffico pesante e della relativa incidentalità. (D.M. n.235 del 03/06/1998).

6 INDIVIDUAZIONE DELLE ZONE DA PROTEGGERE

Il D.M. 21/6/2004 individua le seguenti zone da proteggere:

- **I margini di tutte le opere d'arte all'aperto**, quali ponti, viadotti, ponticelli, sovrappassi e muri di sostegno della carreggiata, indipendentemente dalla loro estensione longitudinale e dall'altezza dal piano di campagna; la protezione dovrà estendersi opportunamente oltre lo sviluppo longitudinale strettamente corrispondente all'opera sino a raggiungere punti (prima e dopo l'opera) per i quali possa essere ragionevolmente ritenuto che il comportamento delle barriere in opera sia paragonabile a quello delle barriere sottoposte a prova d'urto e comunque fino a dove cessi la sussistenza delle condizioni che richiedono la protezione;
- **Lo spartitraffico** ove presente;
- **Il margine laterale della strada** nelle sezioni in rilevato dove il dislivello tra il colmo dell'arginello ed il piano di campagna è maggiore o uguale ; la protezione è necessaria **per tutte le scarpate aventi pendenza maggiore o uguale a 2/3**. Nei casi in cui la pendenza della scarpata sia inferiore a 2/3, la necessità di protezione dipende dalla combinazione della pendenza e dell'altezza della scarpata tenendo conto delle situazioni di potenziale pericolosità a valle della scarpata (edifici da proteggere o simili);
- **Gli ostacoli fissi (frontali o laterali)** che potrebbero costituire un pericolo per gli utenti della strada in caso di urto, quali pile di ponti, rocce affioranti, opere di drenaggio non attraversabili, alberature, pali di illuminazione e supporti per segnaletica non cedevoli, corsi d'acqua, ecc. e i manufatti, quali edifici pubblici o privati, scuole, ospedali, ecc., che in caso di fuoriuscita o urto dei veicoli potrebbero subire danni comportando quindi pericolo anche per i non utenti della strada. Occorre proteggere i suddetti ostacoli e manufatti nel caso in cui non sia possibile o conveniente la loro rimozione e si trovino ad una distanza dal ciglio esterno della carreggiata inferiore ad una opportuna distanza di sicurezza; tale distanza varia tenendo anche conto dei criteri generali indicati nell'art.6, in funzione dei seguenti parametri: velocità di progetto, volume di traffico, raggio di curvatura dell'asse stradale, pendenza della scarpata, pericolosità dell'ostacolo.

6.1 Individuazione e descrizione degli interventi

Premesso che l'individuazione degli interventi previsti in progetto è stata condotta sulla base di quanto sopra descritto, in ragione delle disponibilità economiche a disposizione, è stato necessario operare una valutazione del livello di rischio al fine di focalizzare gli interventi sulle condizioni a maggiore criticità. Come per la SP8 Peltuinate II Tronco, gli interventi previsti per la SP72 di Capestrano, consistono, consistono nell'**adeguamento dei sistemi di sicurezza stradale** con particolare riferimento alla sostituzione di dispositivi di ritenuta non adeguati e non a norma posizionati sia a tergo di manufatti che in banchina.

Gli interventi riguardano la delimitazione sia della corsia di monte che di valle mediante l'istallazione di barriere H1 bordo ponte su nuovo cordolo e H1 bordo laterale. Tutti i particolari sono riportati nell'elaborato **F52.GR52.0.T2502.Sezioni tipologiche e particolari costruttivi**. Unitamente agli interventi di adeguamento delle barriere di sicurezza, si prevede il rifacimento del tappeto d'usura nei tratti più ammalorati della SP72. Di seguito, si riportano le tabelle riepilogative degli interventi puntuali sui tombini ed i tratti in cui realizzare le nuove barriere bordo laterali in sostituzione di quelle esistenti in cls.

Tabella 7 Tabella riepilogativa dei tratti interessati all'istallazione delle barriere bordo ponte su nuovo cordolo in c.a.

BARRIERE STRADALI BORDO PONTE			
	KM.CA	MONTE	VALLE
T1	0+754	-	L=10.66 m.
T2	1+620	L=10.66 m.	L=10.66 m.
T3	1+913	L=10.66 m.	L=10.66 m.
T4	2+210	-	L=15.99 m.
T5	2+431	L=10.66 m.	L=10.66 m.
T6	2+542	L=10.66 m.	L=15.99 m.
T7	3+015	L=10.66 m.	L=10.66 m.

Tabella 8 Tabella riepilogativa dei tratti interessati all'istallazione delle barriere bordo laterale in banchina.

BARRIERE STRADALI BORDO LATERALE			
	KM.CA INIZIALE	KM.CA INIZIALE	LUNGHEZZA
B1	0+730	0+788	L= 47.00 m.
B2	1+293	1+349	L= 56.00 m.
B3	1+412	1+460	L= 48.00 m.
B4	1+556	1+651	L= 83.00 m.
B5	1+690	2+161	L= 461.00 m.
B6	2+187	2+268	L= 45.00 m.
B7	2+342	2+488	L= 135.00 m.
B8	2+522	2+580	L= 42.00 m.
B9	2+750	2+898	L= 148.00 m.
B10	2+991	3+048	L= 47.00 m.

7 PROGETTO DELLE BARRIERE STRADALI

7.1 Classificazione della strada

la SP8 Peltuinate II Tronco si sviluppa per una lunghezza di circa 11 km. Le caratteristiche geometriche della strada sono quelle di una strada extraurbana secondaria di Tipo F2 secondo la classificazione del D.M. 5/11/2001 n. 6792 “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, con 60 ≤ Vp ≤ 100 km/h e una corsia per senso di marcia.

Caratteristiche della sezione trasversale:

Tabella 9 - Caratteristiche geometriche della sezione stradale rappresentativa.

Numero di carreggiante	1
Larghezza delle corsie	3.25 m.
Larghezza delle banchine	1.00 m.

7.2 Dati di traffico

Al fine di stimare i dati di traffico necessari per la scelta delle classi delle barriere di sicurezza secondo il D.M. 21/6/2004 n. 2367 si è considerato il volume medio stimato per le strade F extraurbane nel DM 5/11/2001 dove si ammette una portata di 450 Veicoli/ora.

Tabella 10 - Portata di servizio per corsia in veicoli/ora per i diversi tipi di strade.

Classe	Tipo di strada	Portata di servizio per corsia (veicoli/ora)	Indice illuminotecnico con flusso massimo	Flusso ridotto (<50% del max)		Flusso ridotto (<25% del max)	
				Portata per corsia (veicoli/ora)	Indice illumino-tecnico	Portata per corsia (veicoli/ora)	Indice illumino-tecnico
A	Autostrada extraurbana	1100	6	550	5	225	4
B	Extraurbana principale	1000	6	500	5	250	4
C	Extraurbana secondaria	600	5	300	4	150	3
D	Urbana di scorrimento	950	4	450	3	225	2
E	Urbana di quartiere	800	4	400	3	200	2
F	Extraurbana locale	450	4	225	3	112	2
F	Urbana locale	800	2	400	1	200	1

Per quanto sopra, il valore del TGM è stato posto maggiore di 1.000 e la percentuale dei veicoli con massa superiore a 3,50 t compresa tra il 5% e 15%. Pertanto, il traffico stradale è stato classificato di tipo III ai sensi del D.M. 21/6/2004.

7.3 Scelta delle barriere di progetto

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa delle barriere da utilizzare in progetto con indicate le caratteristiche prestazionali degli elementi.

	Tipologia	W	ASI	Livello severità urto
Barriere bordo laterale	H2	W3	≤ 1	A
Barriere bordo ponte	H2	W3	≤ 1	A

La scelta di utilizzare una barriera H2 bordo laterale, deriva dal fatto di uniformare la classe delle barriere per l'itero tratto stradale.

8 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Di seguito si riporta il modello geotecnico necessario al dimensionamento dell'infissione dei montanti del sicurvia H1 bordo laterale.

Tabella 11 - Modello geotecnico.

SPESSORE DELLO STRATO	*SEZIONE STRATIGRAFICA*	*DESCRIZIONE*	*PARAMETRI GEOTECNICI*
1,00 – 1,20 m.		Detrito di versante	γ = 18,50 kN/m^3 $Ø_r$ = 28° C'= 0,00 kPa E = 6.500 Mpa **Nspt = 14**
> della prof. di 1,40 m.		Calcari	γ = 24,50 kN/m^3 $Ø_r$ = 35° C'= 150,00 kPa E = 80.000 Mpa **Nspt = rif.**

Dove

- $Ø_r$: Angolo di attrito residuo;
- γ Peso dell'unità di volume della roccia;
- C' Coesione efficace;
- E Modulo elastico del terreno.

ALLEGATO I – Schema di impianto barriera H2 bordo laterale.

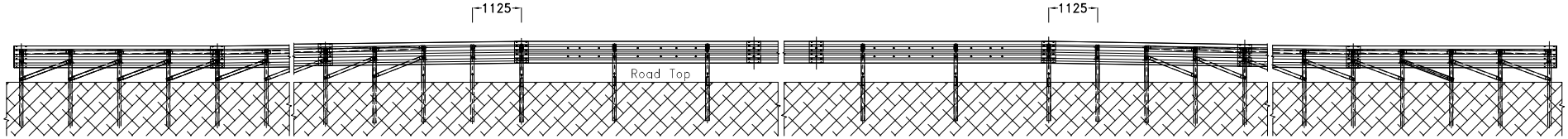
VISTA FRONTALE
(Front view)

LUNGHEZZA TRATTA mm 90999,6 *(LENGHT OF SECTION mm 90.999,6)*

MODULO DI FINE TRATTA mm 13.500 – n° 3 nastri x 4500 mm
(FINAL MODULE mm 13.500 n° 3 beams x 4500 mm)

MIDDLE MODULE mm 63.999,6 – n°12 Standard Beams x 5333,3
n° 30 c/c Posts mm 2133,3

MODULO DI INIZIO TRATTA mm 13.500 – n° 3 Nastri x 4500 mm
(Starting module mm 13.500 – n° 3 beams x 4500,0 mm)



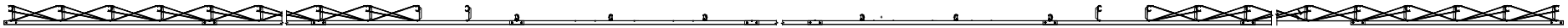
SENSO DI MARCIA (Impatto a Destra)
TRAFFIC DIRECTION (Impact on the Right)

Paletti di MODULO DI FINE TRATTA senza TOZZETTO con dorso lato senso di marcia
(Posts to STARTING MODULE without STIFFENER back side towards to traffic directions)

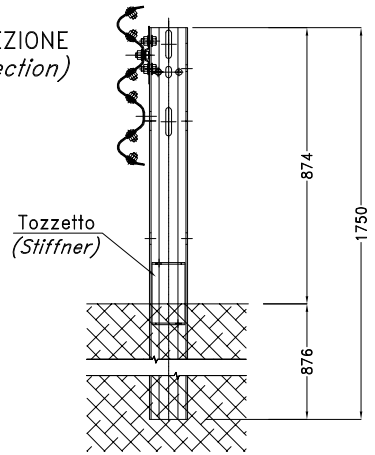
Paletti modulo centrale con TOZZETTO con dorso alternato rispetto al senso di marcia
(Posts to central module with STIFFENER with back alternating with respect to the direction of travel)

Paletti di MODULO DI INIZIO TRATTA senza TOZZETTO con dorso opposto senso di marcia
(Posts to STARTING MODULE without STIFFENER back side opposite traffic directions)

VISTA DALL'ALTO
(Top view)



SEZIONE
(Section)



REV.	INDICAZIONE DI REVISIONE *(Indication of review)*	SIGLA *(sign)*	DATA *(date)*	EMISSIONE *(issuing)*	SIGLA *(sign)*	DATA *(date)*
1				DISEGNATO *(drawn)*		
MATERIALE *(Material)*				APPROVATO *(approved)*		
		TRATTAM. SUP. ZINCATO *(top treat. : galvanized)*		SCALA Adattata *(scale) (Adapted)*	FORMATO *(format)*	A4
	OGGETTO. BARRIERA BORDO LATERALE CLASSE H2 – ASSIEME – *(OBJECT: BARRIER H2 FOR SIDE EMBANKMENT)*	PESO GREZZO Kg. *(rough weigh)*		FILE *(file)*	H2BL1200	
		PESO FINITO Kg. *(galvanized weight)*		DIS. N.	1/5	

ALLEGATO II – Calcolo e verifica dei cordoli di ancoraggio

SOMMARIO

1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 2

2 COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA 3

3 COMBINAZIONI DI CARICO 4

4 ANALISI DEI CARICHI 5

4.1 CARICHI PROPRI E PERMANENTI 5

4.2 AZIONE DA URTO 5

4.3 AZIONE DA CARICHI MOBILI 6

5 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI 7

5.1 CALCESTRUZZO PER CORDOLI 7

5.2 ACCIAO PER C.A. 7

5.3 CALCESTRUZZO PER MAGRONE 7

5.4 RESINE PER INGHISAGGI 7

6 VERIFICHE CORDOLI 8

6.1 CRITERI DI VERIFICA 8

6.1.1 VERIFICA A TRAZIONE TIRAFONDI 10

6.1.2 VERIFICA A TAGLIO TIRAFONDI 11

6.1.3 VERIFICHE COMBINATE DI TRAZIONE E TAGLIO TIRAFONDI 11

6.2 VERIFICA ANCORAGGIO BARRIERA-CORDOLO 12

6.2.1 VERIFICHE PER CARICHI DI TRAZIONE 13

6.2.2 VERIFICHE PER CARICHI DI TAGLIO 18

6.2.3 VERIFICHE PER CARICHI COMBINATI TAGLIO E TRAZIONE 22

6.3 VERIFICA RESISTENZA CORDOLO 23

6.3.1 GEOMETRIA 23

6.3.2 MATERIALI 23

6.3.3 SOLLECITAZIONI 23

6.3.4 VERIFICA A TAGLIO 24

6.3.5 VERIFICA A TORSIONE 25

6.3.6 VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE 25

6.3.7 VERIFICA A FLESSIONE 26

6.3.8 VERIFICA A FESSURAZIONE 27
7 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA OPERE GEOTECNICHE 28
7.1 CRITERI DI VERIFICA 29
7.1.1 GEOTECNICHE 29
7.1.2 METODO DI CALCOLO - SPINTE 30
7.1.3 METODI DI VERIFICA 30
7.2 VERIFICHE CORDOLO 32
7.2.1 GEOMETRIA CORDOLO 33
7.2.2 CARATTERISTICHE DEL TERRENO 33
7.2.3 AZIONI E SPINTE 34
7.2.4 VERIFICA A RIBALTAMENTO 36
7.2.5 VERIFICA A SCORRIMENTO 37
7.2.6 VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE 38

1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente Normativa Italiana (NTC_2018) e da quella europea (Eurocodici, EN).

In dettaglio:

- D. M. 17/01/2018: Nuove norme tecniche per le costruzioni (indicate in seguito come “NTC-18”);
- Circolare 21 gennaio 2019, n°7 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti, come emendato dal documento di applicazione nazionale pubblicato in G.U. 27 Marzo 2013, decreto ministeriale 31/07/2012, con entrata in vigore dopo 90gg dalla pubblicazione (25 giugno 2013);
- UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio: Progettazione dei collegamenti;
- UNI EN 1992-1-1:2015 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”
- UNI EN 1992-4:2018 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 4: Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo
- EOTA TR 69 - Design method for anchorage of post-installed reinforcing bars (rebars) with improved bond-splitting behavior as compared to EN 1992-1-1
- RELUIS: Linee guida e manuale applicativo per la valutazione della sicurezza sismica e il consolidamento dei ponti esistenti in c.a”, edizione Marzo 2009
- Servizio Tecnico Centrale del C.S.LL.PP.: Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera.
- CNR – DT 207/2018 – R1 – Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti

2 COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA

In conformità ai dettami dei paragrafi 4.1.4 in merito alle verifiche per situazioni eccezionali quali l'azione da urto dei veicoli in svio, le resistenze di calcolo dei materiali riferite ad una specifica situazione di verifica si ottengono con i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

4.1.4. VERIFICHE PER SITUAZIONI ECCEZIONALI

Le resistenze di progetto dei materiali riferite ad una specifica situazione di verifica si ottengono con i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

- calcestruzzo e aderenza con le armature $\gamma_c = 1,0$
- acciaio d'armatura $\gamma_s = 1,0$

L'EUROCODICE 2 PARTE 4 raccomanda valori dei coefficienti di sicurezza riportate nella successiva figura.

Per quanto riguarda il sistema di ancoraggio, il coefficiente γ_{inst}, funzione dell'accuratezza dell'installazione, è stato assunto pari ad 1.2:

prospetto 4.1 **Valori raccomandati di coefficienti parziali**

Modalità di rottura		Coefficiente parziale	
		Situazioni di progetto permanenti e transitorie	Situazione di progetto accidentale
Rottura dell'acciaio - ancoranti			
Trazione	γ_{Ms}	$= 1,2 \times f_{yk}/f_{tk} \geq 1,4$	$= 1,05 \times f_{yk}/f_{tk} \geq 1,25$
Taglio con e senza braccio di leva	γ_{Ms}	$= 1,0 \times f_{yk}/f_{tk} \geq 1,25$ quando $f_{tk} \leq 800$ N/mm^2 e $f_{yk}/f_{tk} \leq 0,8$ $= 1,5$ quando $f_{tk} > 800$ N/mm^2 oppure $f_{yk}/f_{tk} > 0,8$	$= 1,0 \times f_{yk}/f_{tk} \geq 1,25$ quando $f_{tk} \leq 800$ N/mm^2 e $f_{yk}/f_{tk} \leq 0,8$ $= 1,3$ quando $f_{tk} > 800$ N/mm^2 oppure $f_{yk}/f_{tk} > 0,8$
Rottura dell'acciaio - profili di ancoraggio			
Trazione negli ancoraggi e nei bulloni testa a martello	γ_{Ms}	$= 1,2 \times f_{yk}/f_{tk} \geq 1,4$	$= 1,05 \times f_{yk}/f_{tk} \geq 1,25$
Taglio con e senza braccio di leva nei profili di ancoraggio	γ_{Ms}	$= 1,0 \times f_{yk}/f_{tk} \geq 1,25$ quando $f_{tk} < 800$ N/mm^2 e $f_{yk}/f_{tk} \leq 0,8$ $= 1,5$ quando $f_{tk} > 800$ N/mm^2 oppure $f_{yk}/f_{tk} > 0,8$	$= 1,0 \times f_{yk}/f_{tk} \geq 1,25$ quando $f_{tk} \leq 800$ N/mm^2 e $f_{yk}/f_{tk} \leq 0,8$ $= 1,3$ quando $f_{tk} > 800$ N/mm^2 oppure $f_{yk}/f_{tk} > 0,8$
Connessione tra ancoraggio e canale in trazione e taglio	$\gamma_{Ms,ca}$	= 1,8	= 1,6
Rottura locale dell'ancoraggio con bullone testa a martello mediante piegatura dell'orlo in trazione e taglio	$\gamma_{Ms,l}$	= 1,8	= 1,6
Piegatura del canale	$\gamma_{Ms,flex}$	= 1,15	= 1,0
Rottura dell'acciaio - armatura supplementare			
Trazione	$\gamma_{Ms,s}$	= 1,15[a]	= 1,0
Rottura correlate al calcestruzzo			
Rottura del cono di calcestruzzo Rottura del bordo di calcestruzzo Rottura per blow-out, rottura per pry-out del calcestruzzo	γ_{Mc}	$= \chi \times \gamma_{inst}$	$= \chi \times \gamma_{inst}$
	χ	= 1,5[a] per la riparazione sismica e il rafforzamento delle strutture esistenti vedere le norme della serie EN 1998	= 1,2[a] per la riparazione sismica e il rafforzamento delle strutture esistenti vedere le norme della serie EN 1998
	γ_{inst}	= 1,0 per ancoranti a piolo e profili di ancoraggio che soddisfano i requisiti del punto 4.6 (in trazione e taglio) ≥ 1,0 per ancoranti post-inseriti in trazione, vedere la pertinente Specifica tecnica di prodotto europea = 1,0 per ancoranti post-inseriti in taglio	
Rottura per splitting (spacco) del calcestruzzo:	γ_{Msp}	$= \gamma_{Mc}$	
Rottura per sfilamento e combinata per sfilamento e rottura del calcestruzzo	γ_{Mp}	$= \gamma_{Mc}$	

a) I valori sono in conformità alla EN 1992-1-1.

In accordo con il punto 4.1.4. delle NTC18 si utilizzano:

$\gamma_c = 1.20$

$\gamma_s = 1.00$

Si ottengono quindi:

γ_{inst}	1.00	$\gamma_{MC,cono}$	1.20
γ_M	1.00	$\gamma_{MC,bordo}$	1.20
$\gamma_{MS,trazione}$	1.31	$\gamma_{MC,out}$	1.20
$\gamma_{MS,taglio}$	1.25	γ_{Msp}	1.20
$\gamma_{MS,re}$	1.00	γ_{MP}	1.20
γ_C	1.20		

3 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai sensi del combinato disposto delle indicazioni di cui ai paragrafi 2.5.3, 5.1.3.10 e 5.1.3.14 delle NTC2018 al fine delle verifiche degli stati limite di cui ai successivi capitoli si definisce la seguente combinazione delle azioni connessa all'azione eccezionale dell'urto del veicolo in svio:

$$G_1+G_2+A_d+\psi_{21}Q_{k1}+\psi_{22}Q_{k2}$$

Dove:

G1 = peso proprio

G2 = carichi permanenti

Ad = azione eccezionale dell'urto con il carico mobile concomitante

Qki = azioni variabili di diversa natura che potrebbero agire contemporaneamente all'azione da urto

Ψij = coefficiente parziale di combinazione per azioni variabili di diversa natura (prese in conto contemporaneamente)

In maniera analoga si definisce la Combinazione Fondamentale, da utilizzare per verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

$\gamma G1\ G1 + \gamma G2\ G2 + \gamma Q1\ Qk1 + \gamma Q2\ \psi 02\ Qk2 + \gamma Q3\ \psi 03\ Qk3 + ...$

Dove:

$\gamma G1$ = coefficiente parziale del carico permanente (peso proprio)

$\gamma G2$ = coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali

γQi = coefficiente parziale delle azioni variabili

4 ANALISI DEI CARICHI

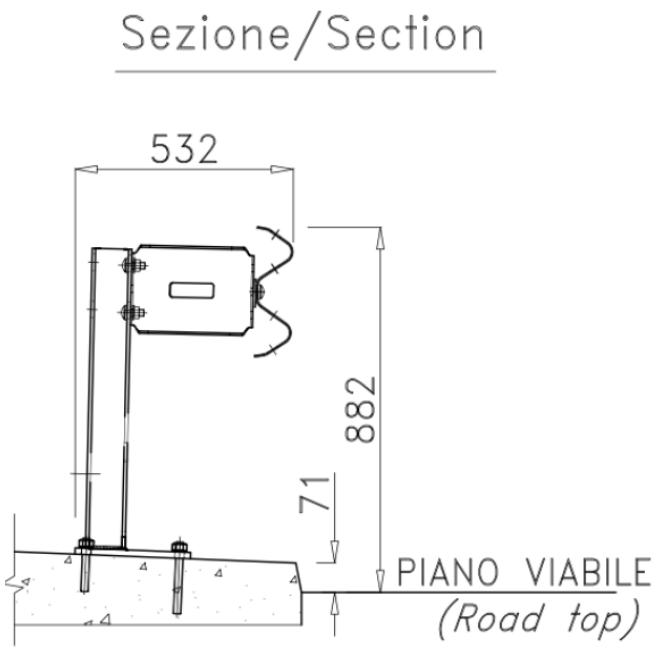
4.1 CARICHI PROPRI E PERMANENTI

I carichi di peso proprio e permanente considerati nel calcolo riguardano il peso proprio del cordolo, il peso della pavimentazione ed il peso della barriera. Per la determinazione di tali quantità si considera il peso specifico del calcestruzzo cls pari a 25kN/mc, il peso specifico della pavimentazione pari a 22 kN/mc ed infine il peso proprio delle barriere di sicurezza assunto, a favore di sicurezza, pari a 1 kN/m.

4.2 AZIONE DA URTO

Le azioni che il singolo montante trasferisce agli ancoraggi e di conseguenza al cordolo sono determinate considerando la forza orizzontale minima capace di raggiungere la plasticizzazione del montante stesso della barriera di sicurezza, in ottemperanza al paragrafo 4.7.3.3 dell'UNI EN 1991-2 come emendato dal documento di applicazione nazionale pubblicato in G.U. 27 Marzo 2013, decreto ministeriale 31/07/2012. Principio analogo è evocato nella Circolare 21 gennaio 2019 n.7 al paragrafo C5.1.3.10. Definita la forza minima necessaria alla plasticizzazione del montante, la norma prescrive di considerare una sovra-resistenza pari a 1,5 volte il valore minimo.

Le opere in progetto vedranno l'installazione delle barriere di sicurezza tipo H2. Nei tratti in cui è previsto il posizionamento del cordolo in c.a. le barriere saranno del tipo Bordo Ponte; i montanti saranno dotati di piastra di base con relativi tirafondi (si rimanda agli elaborati grafici e schede tecniche della barriera per maggiori dettagli).



Il momento di plasticizzazione del montante viene calcolato come di seguito:

$$M_{plastico} = W_{plastico} * f_{yk}$$

La scheda tecnica della barriera di sicurezza riporta le seguenti azioni:

AZIONI MASSIME TRASMESSE AL CORDOLO: (ACTIONS MAX TRASMITTED TO THE CURB:)
Momento: 26,7 kNm (Moment: 36,7 kNm) Taglio: 42,2 kN *(Shear stress: 42,2 kN)* Trazione sui due tirafondi anteriori: 111,4 kN *(Traction on two frontal anchor bolt: 111,4 kN)* Larghezza minima cordolo consigliata: 70 cm *(Minimum recommended curb width: 70 cm)*

Per le verifiche strutturali e geotecniche del cordolo si assume la contemporanea plasticizzazione di massimo 3 montanti contigui ove presenti, in alternativa, viene considerato l'effettivo numero di montanti presenti e comunque una forza non inferiore a 100kN come indicato nelle NTC2018.

Il momento da urto non viene impiegato per effettuare la verifica del montante, ma per determinare l'azione massima di sollecitazione proveniente dalla barriera.

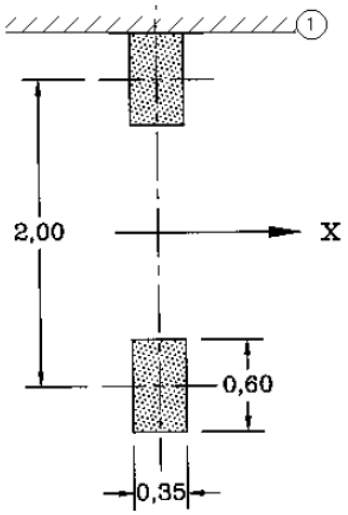
4.3 AZIONE DA CARICHI MOBILI

Secondo quanto stabilito nelle NTC 2018 e nella Circolare 21 gennaio 2019 n.7, al paragrafo 5.1.3.10 e secondo quanto indicato nell'Appendice Nazionale contenente i parametri nazionali alla UNI-EN1991-2 si stabilisce che nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo schema di carico 2 (carico mobile LM2), posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

Tale carico è costituito da un singolo asse (carico ad asse 400 kN), applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare di larghezza 0.60m ed altezza 0.35 m, come in figura di seguito riportata.

Tali indicazioni trovano conferma nelle NTC2018

Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200kN.



Tale carico mobile verrà applicato all'impalcato nell'analisi FEM.

5 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

5.1 CALCESTRUZZO PER CORDOLI

- Classe di esposizione XD3
- Classe di resistenza C32/40 fck = 32 MPa
  $fcd_{,urto}$ = 32,00 MPa
  $fcd_{,SLU}$ = 18,13 MPa
- Diametro inerte min 20 mm [UNI 11104]
- Diametro inerte max 32 mm [UNI 11104]
- Classe di consistenza S4
- Copriferro adottato 35 mm
- Tipo cemento 42.5R
- Rapporto a/c 0.45 [UNI 11104]

5.2 ACCIAO PER C.A.

- Tipo di acciaio B450C
- Resistenza caratteristica fyk = 450 MPa
- Resistenza di progetto (urto) fyd = 450 MPa
- Resistenza di progetto (SLU) fyd = 391,3 MPa

5.3 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

- Classe di resistenza C12/15 fck = 12.00 MPa
- Diametro inerte min 20 mm [UNI 11104]
- Diametro inerte max 32 mm [UNI 11104]
- Classe di consistenza S4
- Tipo cemento 42.5R

5.4 RESINE PER INGHISAGGI

Resina Epossidica per ancoraggi post inseriti all'interno di un calcestruzzo dotato di Benestare Tecnico Europeo (certificato secondo EAD 332402-00-0601).

L'ancorante dovrà avere una tensione di adesione in calcestruzzo di classe minima C20/25 non fessurato non minore di:

- Inghisaggio Tasselli della barriera di sicurezza: $\tau_{Rk,ucr}$ = 15 MPa;
- Inghisaggio armatura di rinforzo cordolo: $\tau_{Rk,ucr}$ = 15 MPa.

6 VERIFICHE CORDOLI

6.1 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche riguardano la resistenza del cordolo soggetto a sollecitazioni di taglio, flessione, torsione e punzonamento e la resistenza degli ancoranti alla base dei montanti della barriera di sicurezza.

In merito al cordolo:

- per le verifiche flessionali allo stato limite ultimo si considera il legame parabola-rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elastico-perfettamente plastico per l'acciaio;
- le sezioni del cordolo sono dimensionate e verificate nei confronti delle sollecitazioni taglianti risultando verificata se rispettata la nota disuguaglianza;

$$V_{ED} < V_{RD}$$

nella quale V_{Ed} è l'azione sollecitante a taglio e V_{Rd} il taglio resistente della sezione di verifica calcolato secondo le indicazioni contenute in NTC 2018.

Nel caso di elementi senza armature trasversali resistenti a taglio:

$$V_{Rd} = \max\left\{\left[0{,}18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right] b_w \cdot d;\ (v_{\min} + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d\right\}$$

Dove:

$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$

$v_{min} = 0{,}035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

d	è l'altezza utile della sezione (in mm);
$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$	è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa (≤ 0,02) che si estende per non meno di (l_{bd} + d) oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ [MPa]	è la tensione media di compressione nella sezione (≤ 0,2 f_{cd});
b_w	è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi con armature trasversali resistenti a taglio:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Dove:

$$V_{Rsd} = 0{,}9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\mathrm{ctg}\alpha + \mathrm{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0{,}9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \nu \cdot f_{cd} (\mathrm{ctg}\alpha + \mathrm{ctg}\theta)/(1 + \mathrm{ctg}^2\theta)$$

Dove:

$$1 \leq \text{ctg}\,\theta \leq 2{,}5$$

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

νf_{cd} resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($\nu = 0{,}5$);

- Le verifiche nei confronti delle sollecitazioni torsionali possono ritenersi soddisfatte qualora rispettata la nota disuguaglianza:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

Nella quale T_{Ed} è l'azione sollecitante a torsione e T_{Rd} la torsione resistente della sezione di verifica calcolato secondo le indicazioni contenute in NTC 2018.

$$T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$$

Dove:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta$$

$$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_1}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta$$

Dove:

$t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro;

A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;

A_s area delle staffe;

u_m perimetro medio del nucleo resistente

s passo delle staffe;

$\sum A_1$ area complessiva delle barre longitudinali.

$$1 \leq \text{ctg}\,\theta \leq 2{,}5$$

$$\text{ctg}\,\theta = (a_l/a_s)^{1/2}$$

Dove:

$$a_l = \sum A_1 / u_m \qquad a_s = A_s/s$$

- Le sezioni del cordolo sono dimensionate e verificate nei confronti delle sollecitazioni combinate di taglio e torsione risultando verificata se rispettata la disuguaglianza:

$$\frac{T_{ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$$

La verifica degli ancoranti viene condotta in accordo con quanto previsto nell' EUROCODICE 2 PARTE 4, valido per ancoranti singoli e per gruppi di ancoranti.

Esso prevede che le azioni di progetto Sd non eccedano il valore resistente di progetto Rd.

Occorre dimostrare che Rd ≥ Sd è soddisfatta per tutte le direzioni di carico (trazione e taglio) così come tutti i tipi di cedimento (rottura dell'acciaio, sfilamento e rottura del calcestruzzo). Nel caso in cui uno o più meccanismi sugli inghisaggi non fossero verificati, questi verranno trasferiti ed affidati ad armature aggiuntive, che dovranno essere presenti all'interno dei coni di rottura.

6.1.1 VERIFICA A TRAZIONE TIRAFONDI

prospetto 7.1 **Verifiche richieste per ancoranti muniti di testa post-inseriti in trazione**

	Modalità di rottura	Singolo ancorante	Gruppo di ancoranti	
			Ancorante più caricato	Gruppo
1	**Rottura dell'acciaio dell'ancorante**	$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$N^h_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
2	**Rottura del cono di calcestruzzo**	$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$		$N^g_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$
3	**Rottura per sfilamento dell'ancorante** [a]	$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	$N^h_{Ed} < N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	
4	**Rottura combinata per sfilamento e rottura del calcestruzzo** [b]	$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$		$N^g_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$
5	**rottura per splitting (spacco) del calcestruzzo**	$N_{Ed} \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$		$N^g_{Ed} \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$
6	**Rottura per blow-out del calcestruzzo** [c]	$N_{Ed} \leq N_{Rd,cb} = \frac{N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc}}$		$N^g_{Ed} \leq N_{Rd,cb} = \frac{N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc}}$
7	**Rottura dell'acciaio dell'armatura**	$N_{Ed,re} \leq N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	$N^h_{Ed,re} \leq N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	
8	**Rottura dell'ancoraggio dell'armatura**	$N_{Ed,re} \leq N_{Rd,a}$	$N^h_{Ed,re} \leq N_{Rc,a}$	

a) Non richiesto per ancoranti chimici post-inseriti.
b) Non richiesto per ancoranti meccanici muniti di testa e post-inseriti.
c) Per casi che richiedono la verifica vedere punto 7.2.1.8 (1).

6.1.2 VERIFICA A TAGLIO TIRAFONDI

prospetto 7.2 **Verifiche richieste per ancoranti muniti di testa post-inseriti in taglio**

	Modalità di rottura	Singolo ancorante	Gruppo di ancoranti	
			Ancorante più caricato	Gruppo
1	**Rottura dell'acciaio dell'ancorante senza braccio di leva**	$V_{Ed} \le V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$V^h_{Ed} \le V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
2	**Rottura dell'acciaio dell'ancorante con braccio di leva**	$V_{Ed} \le V_{Rd,s,M} = \frac{V_{Rk,s,M}}{\gamma_{Ms}}$	$V^h_{Ed} \le V_{Rd,s,M} = \frac{V_{Rk,s,M}}{\gamma_{Ms}}$	
3	**Rottura per pry-out del calcestruzzo**	$V_{Ed} \le V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$		$V^g_{Ed} \le V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$ a)
4	**Rottura del bordo di calcestruzzo**	$V_{Ed} \le V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$		$V^g_{Ed} \le V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$
5	**Rottura dell'acciaio dell'armatura supplementare** b)	$N_{Ed,re} \le N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	$N^h_{Ed,re} \le N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	
6	**Rottura dell'ancoraggio dell'armatura supplementare** b)	$N_{Ed,re} \le N_{Rd,a}$	$N^h_{Ed,re} \le N_{Rd,a}$	

a) Per le eccezioni, vedere punto 7.2.2.4 (4).
b) La forza di trazione che agisce sull'armatura è calcolata da V_{Ed} secondo la formula (6.6).

6.1.3 VERIFICHE COMBINATE DI TRAZIONE E TAGLIO TIRAFONDI

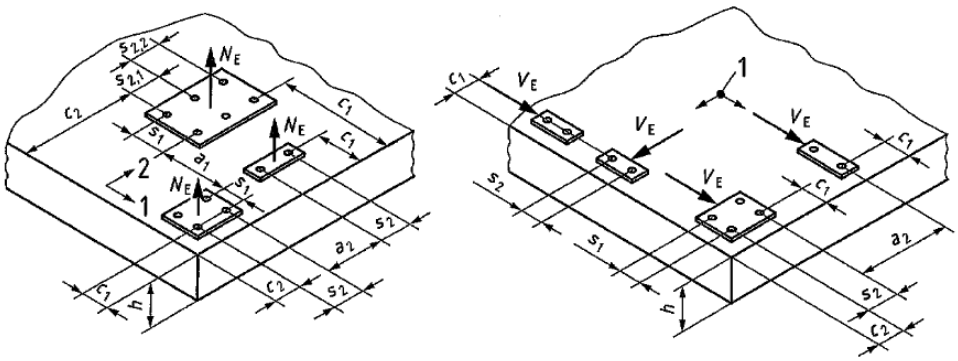
prospetto 7.3 **Verifiche richieste per ancoranti muniti di testa e post-inseriti senza armatura supplementare, soggetti ad un carico combinato di trazione e di taglio**

	Modalità di rottura	Verifica
1	**Rottura dell'acciaio dell'ancorante** a)	$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}}\right)^2 \le 1$ (7.54) Se N_{Ed} e V_{Ed} sono diversi per i singoli ancoranti del gruppo, l'interazione deve essere verificata per tutti gli ancoranti.
2	**Modalità di rottura diverse dalla rottura dell'acciaio**	$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,I}}\right)^{1,5} \le 1$ (7.55) oppure $\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}\right) + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,I}}\right) \le 1,2$ (7.56) con $N_{Ed} / N_{Rd,i} \le 1$ e $V_{Ed} / V_{Rd,I} \le 1$ Si deve prendere il valore maggiore di $N_{Ed} / N_{Rd,i}$ e $V_{Ed} / V_{Rd,i}$ per le diverse modalità di rottura.

a) Questa verifica non è richiesta in caso di carico di taglio con braccio di leva in quanto la formula (7.37) tiene conto dell'interazione.

6.2 VERIFICA ANCORAGGIO BARRIERA-CORDOLO

INPUT			
GEOMETRIA			
ELEMENTO IN CA			
$d_{nominale\ bullone\ o\ barra\ filettata}$	20,00	mm	diametro esterno dell'ancorante
d_0	24,00	mm	diametro punta trapano
$A_{s\ bullone}$	245,00	mm^2	Area resistente
$B_{sezione}$	500,00	mm	Profondità dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
$L_{sezione}$	2250,00	mm	Lunghezza dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
$H_{sezione}$	500,00	mm	Altezza dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
copriferro	30,00	mm	Copriferro cordolo
MATERIALI			
$f_{yk,\ bullone\ o\ barra\ filettata}$	640,00	MPa	Resistenza snervamento barra filettata o bullone
$f_{uk,\ bullone\ o\ barra\ filettata}$	800,00	MPa	Resistenza ultima barra filettata o bullone
R_{ck}	40,00	MPa	Resistenza cls cubica
f_{ck}	32,00	MPa	Resistenza cls cilindrica
γ_c	1,00	/	Coefficiente di sicurezza cls
$f_{yk,\ armatura\ per\ cls}$	450,00	MPa	Resistenza snervamento armatura
γ_s	1,00	/	Coefficiente di sicurezza cls
$f_{yd,\ armatura\ per\ cls}$	450,00	MPa	Resistenza snervamento armatura di progetto
E	33345,76	MPa	Modulo elastico calcestruzzo
n	6,30	/	Modulo elastico acciaio / Modulo elastico calcestruzzo
GEOMETRIA CONNETTORI			
$n_{connettori\ lungo\ S2}$	2,00	/	Numero righe
$n_{connettori\ lungo\ S1}$	2,00	/	Numero colonne
$c_{1,bordo\ esterno}$	122,00	mm	Distanza dal bordo esterno
$c_{1,bordo\ interno}$	151,00	mm	Distanza dal bordo interno
s_1	227,00	mm	Interasse ancoraggi
s_2	216,00	mm	Interasse ancoraggi
c	349,00	mm	Distanza del bordo dall'asse di un ancorante teso
$h_{effettiva}$	300,00	mm	Profondità effettiva di ancoraggio anteriore
$h_{effettiva}$	300,00	mm	Profondità effettiva di ancoraggio posteriore
e	0,00	mm	Distanza tra carico di taglio e la superfice del cls
$d_{piastra}$	0,00	mm	Distanza tra il bordo del cordolo alla piastra
$n_{connettori\ reagenti\ a\ trazione}$	2,00	/	Connettori tesi
$n_{connettori\ reagenti\ a\ taglio}$	4,00	/	Connettori a taglio

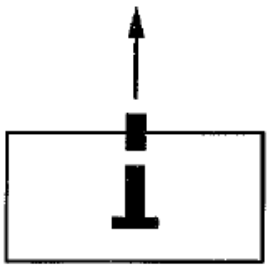


SOLLECITAZIONI			
GLOBALI			
N_{sd}	111,40	kN	Sforzo di trazione
V_{sd}	42,20	kN	Sforzo di taglio
SINGOLO CONNETTORE			
N_{sd}	55,70	kN	Sforzo di trazione
V_{sd}	10,55	kN	Sforzo di taglio

6.2.1 VERIFICHE PER CARICHI DI TRAZIONE

6.2.1.1 ROTTURA DELL'ACCIAIO DELL'ANCORANTE

La resistenza caratteristica dell'acciaio è individuata come prodotto tra l'area della sezione resistente e la tensione di rottura di progetto dell'acciaio.

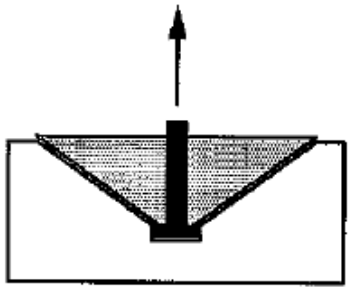


La resistenza è pari a:

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \quad [N]$$

ROTTURA A TRAZIONE ACCIAIO			
$N_{Rk,s}$	196,0	kN	Resistenza caratteristica singolo ancorante
$\gamma_{MS,trazione}$	1,31	/	Coefficiente parziale di sicurezza
$N_{Rd,s}$	149,3	kN	Resistenza di progetto singolo ancorante
N_{Ed}	55,70	kN	Sollecitazione - azione assiale di sfilamento
$\beta_{N,trazione\ acciaio}$	0,37	/	Tasso di lavoro

6.2.1.2 ROTTURA DEL CONO DI CALCESTRUZZO



La resistenza è pari a:

$$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \times \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \times \psi_{s,N} \times \psi_{re,N} \times \psi_{ec,N} \times \psi_{M,N}$$

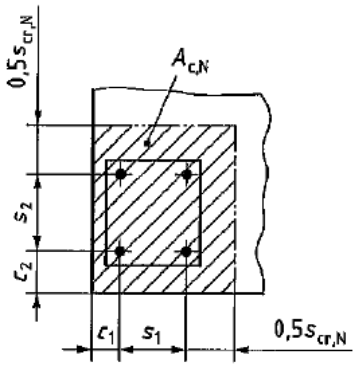
Dove:

$$N^0_{Rk,c} = k_1 \times \sqrt{f_{ck}} \times h_{ef}^{1,5}$$

$$A^0_{c,N} = s_{cr,N} \times s_{cr,N}$$

$A_{c,N}$ è l'area di proiezione effettiva, limitata dalla sovrapposizione dei coni di calcestruzzo degli ancoranti adiacenti ($s \le s_{cr,N}$) e dai bordi dell'elemento di calcestruzzo ($c \le c_{cr,N}$). Un esempio per il calcolo di $A_{c,N}$ è indicato nella figura 7.4.

$A_{c,N} = (c_1 + s_1 + 0{,}5s_{cr,N}) \times (c_2 + s_2 + 0{,}5s_{cr,N})$
se c_1 e $c_2 \le c_{cr,N}$
s_1 e $s_2 \le s_{cr,N}$



$$\psi_{s,N} = 0{,}7 + 0{,}3 \times \frac{c}{c_{cr,N}} \le 1$$

$$\psi_{re,N} = 0{,}5 + \frac{h_{ef}}{200} \le 1$$

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \times (e_N / s_{cr,N})} \le 1$$

$\psi_{M,N}$ = 1 per i casi seguenti:

- Fissaggi con una distanza dal bordo $c < 1{,}5\ h_{ef}$;
- Fissaggi con $c \ge 1{,}5\ h_{ef}$ caricato mediante un momento flettente e una forza di trazione con $C_{Ed} / N_{Ed} < 0{,}8$, dove C_{Ed} è la forza di compressione risultante tra elemento di collegamento e calcestruzzo (presa come valore assoluto) e N_{Ed} è la forza di trazione risultante degli ancoranti sottoposti a trazione; oppure
- Fissaggi con $z / h_{ef} \ge 1{,}5$

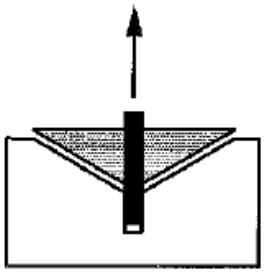
$= 2 - \frac{z}{1{,}5 h_{ef}} \ge 1$ per tutti gli altri casi (7.7)

ROTTURA DEL CONO DI CALCESTRUZZO			
K_1	11,00	/	coefficiente per calcestruzzo non fessurato
$h'_{effettiva\ utilizzata}$	81,33	mm	Profondità effettiva di ancoraggio utilizzata per il calcolo del coefficiente
$N^0_{Rk,c}$	323,33	kN	Valore iniziale della resistenza caratteristica del singolo ancorante
$s_{cr,N}$	900	mm	Interasse necessario per garantire assenza di effetti
$A^0_{c,N}$	810000	mm^2	Area di riferimento
$A_{c,N}$	558000	mm^2	Area effettiva
$A_{c,N} / A^0_{c,N}$	0,69	/	Rapporto tra area di riferimento ed effettiva
$\psi_{s,N}$	0,80	/	Fattore per non uniformità delle sollecitazioni dovuta alla vicinanza al bordo
$\psi_{M,N}$	1,00	/	Fattore effetto forza di compressione
$\psi_{re,N}$	0,91	/	Fattore che tiene conto della densità di armature
$\psi_{ec,N}$	1,00	/	Fattore che tiene conto dell'eccentricità del carico
$N_{Rk,C}$	161,7	kN	Resistenza di progetto singolo ancorante di un ancorante sulla superfice di calcestruzzo
$\gamma_{Mc,cono}$	1,20	/	Coefficiente parziale di sicurezza
$N_{Rd,c}$	134,7	kN	Resistenza di progetto singolo ancorante
N_{Ed}	111,40	kN	Sollecitazione - azione assiale di sfilamento
$\beta_{N\,rottura\ cono}$	0,83	/	Tasso di lavoro

6.2.1.3 ROTTURA DEL CALCESTRUZZO COMBINATA CON SFILAMENTO NEL CASO DI ANCORANTI CHIMICI POST-INSERITI

Tale verifica procede tramite il calcolo della resistenza caratteristica a trazione per un ancorante isolato o in gruppo ($N^0_{Rk,p}$ funzione della lunghezza e del diametro dell'ancorante, della resistenza caratteristica di adesione dell'ancorante), moltiplicata per una serie di coefficienti correttivi che tengono conto di:

- incremento di dimensioni della superficie del cono di rottura dovuto alla presenza di altri ancoranti in adiacenza ($A_{p,N}$ e $A°_{p,N}$);
- distanza dell'ancorante dal bordo ($\psi_{s,Np}$);
- interazione ancoranti ($\psi_{g,Np}$);
- eventuale eccentricità del carico ($\psi_{ec,Np}$);
- eventuale presenza di armatura ($\psi_{re,Np}$).



La resistenza è data da:

$$N_{Rk,p} = N^0_{Rk,p} \times \frac{A_{p,N}}{A^0_{p,N}} \times \psi_{g,Np} \times \psi_{s,Np} \times \psi_{re,N} \times \psi_{ec,Np}$$

Dove:

$$N^0_{Rk,p} = \psi_{sus} \times \tau_{Rk} \times \pi \times d \times h_{ef}$$

Dove:

$\psi_{sus} = 1$ per $\alpha_{sus} \leq \psi^0_{sus}$ (7.14a)

$\psi_{sus} = \psi^0_{sus} + 1 - \alpha_{sus}$ per $\alpha_{sus} > \psi^0_{sus}$ (7.14b)

ψ^0_{sus} è il fattore dipendente dal prodotto che tiene conto dell'influenza del carico sostenuto sulla forza di aderenza da prendere dalla pertinente Specifica tecnica di prodotto europea;

α_{sus} è il rapporto tra il valore delle azioni sostenute (che comprende le azioni permanenti e la componente permanente delle azioni variabili) e il valore delle azioni totali considerate all'ULS;

$\tau_{Rk} = \tau_{Rk,cr}$ per calcestruzzo fessurato;

$= \tau_{Rk,ucr}$ per calcestruzzo non fessurato;

$\tau_{Rk,cr}$ e $\tau_{Rk,ucr}$ sono indicati nella pertinente Specifica tecnica di prodotto europea.

Se nella Specifica tecnica di prodotto europea non è indicato alcun valore per il prodotto si dovrebbe utilizzare un valore $\psi^0_{sus} = 0,6$. Il valore $\psi^0_{sus} = 0,6$ si riferisce a un carico di trazione sostenuta presente durante una vita di progetto di 50 anni e un minimo di 10 anni ad una temperatura del calcestruzzo di 43 °C nella regione degli ancoranti. Per fissaggi con una temperatura a lungo termine diversa da 43 °C si applicano valori diversi che dovrebbero essere ottenuti mediante prove e valutazioni appropriate. In generale, per una temperatura del calcestruzzo minore di 43 °C il fattore ψ^0_{sus} è maggiore di 0,6.

Il rapporto α_{sus} dovrebbe essere determinato dal progettista per il tipo di attacco da progettare. Nei documenti nazionali possono essere riportate delle linee guida.

$A^0_{p,N} = s_{cr,Np} \times s_{cr,Np}$ area di influenza dell'incollaggio di riferimento di un singolo ancorante

$A_{p,N}$ è l'area d'influenza effettiva, limitata dalla sovrapposizione delle aree degli ancoranti adiacenti ($s \le s_{cr,Np}$) e dai bordi dell'elemento di calcestruzzo ($c \le c_{cr,Np}$).

$$s_{cr,Np} = 7,3d\,(\psi_{sus}\,\tau_{Rk})^{0,5} \le 3h_{ef} \qquad (7.15)$$

$$\psi_{g,Np} = \psi^0_{g,Np} - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}}\right)^{0,5} \times (\psi^0_{g,Np} - 1) \ge 1$$

Dove:

$$\psi^0_{g,Np} = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \times \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}}\right)^{1,5} \ge 1$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \times d}\sqrt{h_{ef} \times f_{ck}}$$

$k_3 = 7,7$ per calcestruzzo fessurato

$= 11,0$ per calcestruzzo non fessurato

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3\,(\frac{c}{c_{cr,Np}}) \le 1$$

$$\psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + 2 \times (e_N / s_{cr,Np})} \le 1$$

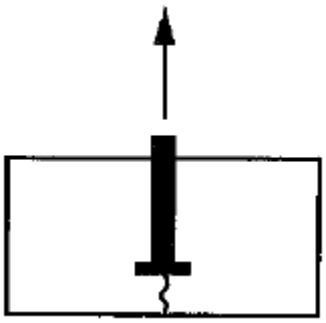
Dato il ridotto interasse dei tirafondi nella direzione longitudinale del cordolo, i coni di rottura si sovrappongono e pertanto il calcolo dell'azione resistente ed agente sarà effettuata sul gruppo dei due tirafondi tesi.

ROTTURA COMBINATA SFILAMENTO E ROTTURA CONICA DEL CALCESTRUZZO			
α_{sus}	1,00	/	Rapporto tra le azioni
$\psi 0_{sus}$	0,88	/	Coefficiente di resistenza tangenziale
ψ_{sus}	0,88	/	Coefficiente di resistenza tangenziale
τ_{rk}	6,80	MPa	Resistenza tangeziale di aderenza caratteristica per C20/25
k_3	11,00	/	Coefficiente per calcestruzzo non fessurato
$\tau_{rk,c}$	17,15	MPa	Resistenza tangenziale di aderenza caratteristica
$h'_{effettiva\ utilizzata}$	300,00	mm	Profondità effettiva di ancoraggio utilizzata per il calcolo del coefficiente
$N^0_{Rk,P}$	284,53	kN	Valore iniziale della reistenza caratteristica del singolo ancorante
$s_{cr,NP}$	244,0	mm	Interasse necessario per garantire assenza di effetti
$c_{cr,NP}$	122,0	mm	Distanza dal bordo necessario per garantire assenza di effetti
$A^0_{p,N}$	59536	mm^2	Area senza effetti
$A_{p,N}$	230000	mm^2	Area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla superfice di cls
$A_{p,N} / A^0_{p,N}$	1,00	/	Rapporto tra area di riferimento ed effettiva
$\psi^0_{g\ NP}$	1,55	/	Fattore che tiene conto della superfice di rottura degli ancoranti in gruppo
$\psi_{g,NP}$	1,02	/	
$\psi_{s,NP}$	1,00	/	Fattore per non uniformità delle sollecitazioni dovuta alla vicinanza al bordo
$\psi_{re,NP}$	0,91		Fattore che tiene conto della densità di armature
$\psi_{ec,NP}$	1,00		Fattore che tiene conto effetto di gruppo quando agiscono diversi carichi di trazione su ogni ancorante
$N_{Rk,P}$	263,0	kN	Resistenza di progetto singolo ancorante di un ancorante sulla superfice di calcestruzzo
γ_{MP}	1,20	/	Coefficiente parziale di sicurezza
$N_{Rd,P}$	219,2	kN	Resistenza di progetto singolo ancorante
N_{Ed}	111,40	kN	Sollecitazione - azione assiale di sfilamento
$\beta_{N\text{-}rottura\ combinata\ sfilamento\ e\ conica}$	0,51	/	Tasso di lavoro

6.2.1.4 ROTTURA PER SPLITTING DEL CALCESTRUZZO

Tale verifica procede tramite il calcolo della resistenza caratteristica a trazione per un ancorante isolato o in gruppo ($N°_{Rk,sp}$ funzione della lunghezza dell'ancorante e della resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo), moltiplicata per una serie di coefficienti correttivi che tengono conto di:

- incremento di dimensioni della superficie del cono di rottura dovuto alla presenza di altri ancoranti in adiacenza ($A_{c,N}$ e $A°_{c,N}$);
- distanza dell'ancorante dal bordo ($\psi_{c,N}$);
- eventuale eccentricità del carico ($\psi_{ec,N}$);
- eventuale presenza di armatura ($\psi_{re,N}$);
- profondità del supporto ($\psi_{h,sp}$)



Come definito al capitolo 7.2.1.7 punto "b" dell'EUROCODICE 2 PARTE 4:

b) Non è richiesta alcuna verifica se è soddisfatta almeno una delle condizioni seguenti.

1) La distanza dal bordo in tutte le direzioni è $c \geq 1{,}0\ c_{cr,sp}$ per singoli ancoranti e $c \geq 1{,}2\ c_{cr,sp}$ per gruppi di ancoranti e lo spessore dell'elemento è $h \geq h_{min}$ in entrambi i casi, con h_{min} corrispondente a $c_{cr,sp}$.

2) Le resistenze caratteristiche per la rottura del cono di calcestruzzo e la rottura per sfilamento (ancoranti meccanici muniti di testa e post-inseriti) o la rottura combinata del calcestruzzo e sfilamento (di ancoranti chimici) sono calcolate per il calcestruzzo fessurato e l'armatura resiste alle forze di splitting limitando l'amplezza della fessura a $w_k \leq 0{,}3$ mm.

In assenza di migliori informazioni la sezione trasversale dell'armatura, $\sum A_{s,re}$, per resistere alle forze di splitting può essere determinata come segue:

$$\sum A_{s,re} = k_4 \frac{\sum N_{Ed}}{f_{yk,re} / \gamma_{Ms,re}} \qquad (7.22)$$

dove:

k_4 = 2,0 ancoranti ad espansione "a controllo di spostamento"
= 1,5 ancoranti ad espansione "a controllo di coppia" ed ancoranti ad espansione incollati
= 1,0 ancoranti sottosquadro e viti per calcestruzzo
= 0,5 ancoranti chimici, ancoranti a piolo

$\sum N_{Ed}$ è la somma della forza di trazione di progetto degli ancoranti in trazione sotto il valore di progetto delle azioni.

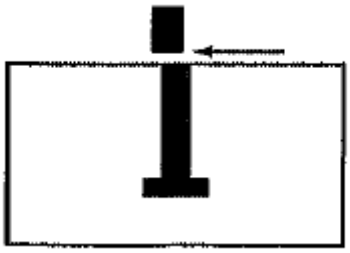
$f_{yk,re}$ è la resistenza a snervamento nominale dell'acciaio di armatura ≤ 600 N/mm^2.

Si raccomanda che questa armatura sia posizionata simmetricamente e vicino all'ancorante o a ciascun ancorante nel caso di un gruppo.

ROTTURA A FRANTUMAZIONE SUPERFICIALE (SPLITTING) DEL CALCESTRUZZO			
$N^0_{Rk,SP}$	284,53	kN	Valore iniziale della resistenza caratteristica del singolo ancorante
H_{min}	348	mm	Interasse necessario per garantire assenza di effetti
$s_{cr,SP}$	960	mm	Interasse necessario per garantire assenza di effetti
$c_{cr,SP}$	480,0	mm	Distanza dal bordo necessario per garantire assenza di effetti
$A^0_{c,N}$	921600	mm^2	Area senza effetti
$A_{c,N}$	588000	mm^2	Area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla superfice di cls
$A_{c,N} / A^0_{c,N}$	0,64	/	Rapporto tra area di riferimento ed effettiva
$\psi_{s,N}$	0,79	/	Fattore per non uniformità delle sollecitazioni dovuta alla vicinanza al bordo
$\psi_{re,N}$	0,91	/	Fattore che tiene conto della densità di armature
$\psi_{ec,N}$	1,00	/	Fattore che tiene conto dell'eccentricità del carico
$\psi_{h,sp}$	1,27	/	Fattore che tiene conto dell'influenza della reale infissione
$N_{Rk,p}$	166,5	kN	Resistenza di progetto singolo ancorante di un ancorante sulla superfice di calcestruzzo
γ_{MSP}	1,20	/	Coefficiente parziale di sicurezza
$N_{Rd,P}$	138,7	kN	Resistenza di progetto singolo ancorante
N_{Ed}	111,40	kN	Sollecitazione - azione assiale di sfilamento
β_N	0,80	/	Tasso di lavoro

6.2.2 VERIFICHE PER CARICHI DI TAGLIO

6.2.2.1 ROTTURA DELL'ACCIAIO DELL'ANCORANTE SENZA BRACCIO DI LEVA



La resistenza è data da:

$$V^0_{Rk,s} = k_6 \times A_s \times f_{uk} \qquad (7.34)$$

dove:

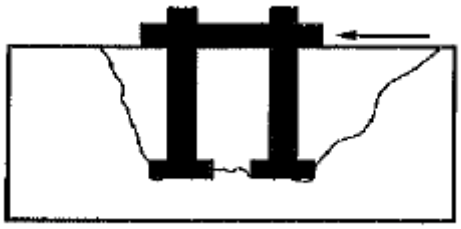
k_6 = 0,6 per $f_{uk} \leq 500$ N/mm²

= 0,5 per 500 N/mm² < $f_{uk} \leq 1\,000$ N/mm²

Per ancoranti con un rapporto $h_{ef}/d < 5$ e una classe di resistenza a compressione del calcestruzzo < C20/25 la resistenza caratteristica $V^0_{Rk,s}$ dovrebbe essere moltiplicata per un fattore di 0,8.

ROTTURA A TAGLIO ACCIAIO - SENZA BRACCIO DI LEVA			
k_6	0,50	/	Coefficiente tipologia acciaio
$V^0_{Rk,s}$	98,0	kN	Resistenza caratteristica singolo ancorante
Controllo	15,00	/	controllo heff/d
$V^0_{Rk,s}$	98,0	kN	Resistenza caratteristica singolo ancorante
γ_{MS}	1,25	/	Coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Rd,s}$	78,4	kN	Resistenza di progetto singolo ancorante
V_{Ed}	10,55	kN	Sollecitazione - azione di taglio
β_N	0,13	/	Tasso di lavoro

6.2.2.2 ROTTURA PER PRY-OUT DEL CALCESTRUZZO



La resistenza è data da:

- per fissaggi senza armatura supplementare

$$V_{Rk,cp} = k_8 \times \min \{N_{Rk,c}; N_{Rk,p}\} \quad (7.39c)$$

- per fissaggi con armatura supplementare

$$V_{Rk,cp} = 0{,}75 \times k_8 \times \min \{N_{Rk,c}; N_{Rk,p}\} \quad (7.39d)$$

dove:

$N_{Rk,p}$ è determinato secondo il punto 7.2.1.6 per un singolo ancorante o per tutti gli ancoranti in un gruppo carlcati a taglio.

ROTTURA A PRY-OUT DEL CALCESTRUZZO			
k_8	2,00	/	Coefficiente da scheda tecnica
$V_{Rk,cp}$	242,54	/	Resisteza caratteristica per pryout/scalzamento
γ_{MC}	1,20	/	Coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Rd,cp}$	202,1	kN	Resistenza di progetto singolo ancorante
V_{sd}	21,10	kN	Sollecitazione - azione di taglio
β_v	0,10	/	Tasso di lavoro

6.2.2.3 ROTTURA DEL BORDO DI CALCESTRUZZO



La resistenza è data da:

$$V_{Rk,c} = V^0_{Rk,c} \times \frac{A_{c,V}}{A^0_{c,V}} \times \psi_{s,V} \times \psi_{h,V} \times \psi_{ec,V} \times \psi_{\alpha,V} \times \psi_{re,V}$$

Dove:

$$V^0_{Rk,c} = k_9 \times d^{\alpha}_{nom} \times l_f^{\beta} \times \sqrt{f_{ck}} \times c_1^{1,5} \qquad (7.41)$$

con

k_9 = 1,7 per calcestruzzo fessurato

= 2,4 per calcestruzzo non fessurato

$$\alpha = 0,1 \times \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} \qquad (7.42)$$

$$\beta = 0,1 \times \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2} \qquad (7.43)$$

l_f = h_{ef} in caso di diametro uniforme del gambo dell'ancorante munito di testa e di un diametro uniforme dell'ancorante post-inserito

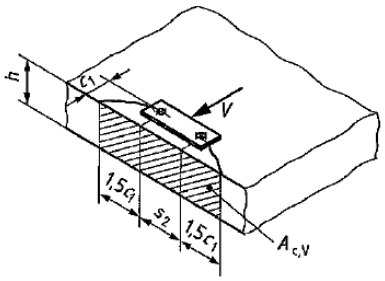
$\leq 12\ d_{nom}$ In caso di $d_{nom} \leq 24$ mm

$\leq \max\{8 d_{nom}; 300\ mm\}$ In caso di $d_{nom} > 24$ mm

$A^0_{c,V}$ è l'area di proiezione di riferimento, vedere figura 7.13.

$$= 4,5\ c_1^2 \qquad (7.44)$$

$A_{c,V}$ è l'area del corpo di rottura di calcestruzzo idealizzato, limitata dai coni di calcestruzzo sovrapposti degli ancoranti adiacenti ($s \leq 3\ c_1$), nonché dai bordi paralleli alla direzione di carico assunta ($c_2 \leq 1,5\ c_1$) e dallo spessore dell'elemento ($h < 1,5\ c_1$). Esempi per il calcolo di $A_{c,V}$ sono indicati nella figura 7.14.



$A_{c,V} = (2 \times 1,5\ c_1 + c_2) \times h$

$h < 1,5\ c_1$

$s_2 \leq 3\ c_1$

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \times \frac{c_2}{1,5c_1} \leq 1$$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5c_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1$$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + 2 \times e_V/(3c_1)} \leq 1$$

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos\alpha_V)^2 + (0,5 \times \sin\alpha_V)^2}} \geq 1 \qquad (7.48)$$

dove:

α_V è l'angolo compreso tra un carico di taglio di progetto V_{Ed} (singolo ancorante) o V^g_{Ed} (gruppo di ancoranti) e una retta perpendicolare al bordo verificato, $0° \leq \alpha_V \leq 90°$, vedere figura 7.12.

$\psi_{re,V} = 1,0$ Attacco nel calcestruzzo non fessurato e attacco nel calcestruzzo fessurato senza armatura o staffe del bordo.

$\psi_{re,V} = 1,4$ Attacco nel calcestruzzo fessurato con armatura del bordo (vedere figura 7.10) e staffe o rete metallica a distanza ravvicinata con interasse $a \leq 100$ mm e $a \leq 2c_1$.

ROTTURA DEL BORDO DI CALCESTRUZZO			
K_g	2,40	/	coefficiente per calcestruzzo non fessurato
l_f	240,00		Lunghezza funzione di heff
α	0,14	/	Coefficiente funzione della profondità di ancoraggio
β	0,07	/	Coefficiente funzione del diametro dell'ancorante
$V^0_{Rk,c}$	40,79	/	Valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante caricato perpendicolarmente al bordo
$A^0_{c,V}$	66978,00	/	Area senza effetti
$A_{c,V}$	66978,00	/	Area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla superfice di cls
$A_{c,V}/A^0_{c,V}$	1,00	/	Rapporto tra area di riferimento ed effettiva
$\psi_{s,V}$	1,00	/	Fattore che considera la distribuzione delle sollecitazioni per la vicinanza degli ancoraggi ad ulteriori bordi dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{h,V}$	1,00	/	Fattore che considera che la resistenza a taglio non diminuisce proporzionalmente allo spessore dell'elemento
$\psi_{ec,N}$	1,00	/	Fattore che tiene conto dell'eccentricità del carico
α_v	0,00	gradi	angolo tra il carico applicato e la direzione perpendicolare all'estremo libero dell'elemento
$\psi_{\alpha,V}$	1,00	/	Fattore che tiene conto dell'influenza della reale infissione
$\psi_{ec,V}$	1,00	/	Fattore per effetto di gruppo per carichi di taglio differenti agenti sui singoli connettori
$\psi_{re,V}$	1,00	/	Fattore per calcestruzzo fessurato o meno
$V_{Rk,c}$	40,79	/	Resisteza caratteristica in caso di rottura del bordo di calcestruzzo
γ_{MC}	1,20	/	Coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Rd,c}$	34,0	kN	Resistenza di progetto singolo ancorante
V_{sd}	10,55	kN	Sollecitazione - azione di taglio
β_v	0,31	/	Tasso di lavoro

6.2.3 VERIFICHE PER CARICHI COMBINATI TAGLIO E TRAZIONE

Le verifiche sono svolte in accordo con quanto riportato al capitolo 7.2.3.2 dell'EUROCODICE 2 PARTE 4.

6.2.3.1 VERIFICA COMBINATA TAGLIO-TRAZIONE CALCESTRUZZO CON ARMATURA SUPPLEMENTARE

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,I}}\right)^{1,5} \leq 1$$

VERIFICA COMBINATA TAGLIO - TRAZIONE - CALCESTRUZZO			
$\beta_{N,\ CONICA}$	0,83	/	Coefficiente di sicurezza a verifica a rottura conica
$\beta_{N,\ CONICA\ E\ SFILAMENTO}$	0,51	/	Coefficiente di sicurezza a verifica a rottura combinata conica e sfilamento
$\beta_{N,\ SPLITTING}$	0,80	/	Coefficiente di sicurezza a verifica a rottura frantumazione superficiale (spitting)
$\beta_{v,\ STRAPPO\ (PRY-OUT)}$	0,10	/	Coefficiente di sicurezza a verifica a rottura strappo
$\beta_{V,\ BORDO\ CLS}$	0,31	/	Coefficiente di sicurezza a verifica a rottura del bordo
β_N	0,83	/	Massimo valore dei meccanismi di rottura a trazione
β_v	0,31	/	Massimo valore dei meccanismi di rottura a taglio
$\beta_N + \beta_v$	0,92	/	Coefficiente di sicurezza a verifica combinata trazione e taglio

6.2.3.2 VERIFICA COMBINATA TAGLIO-TRAZIONE ROTTURA DELL'ACCIAIO DELL'ANCORANTE

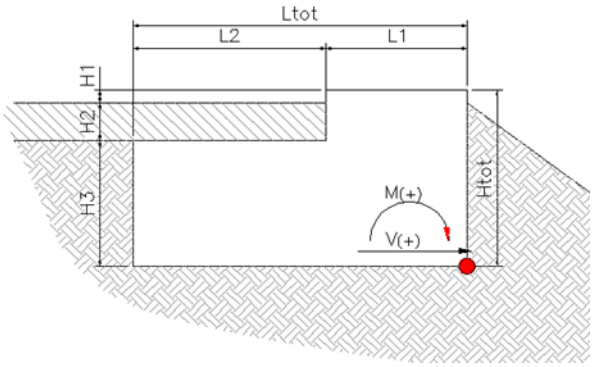
$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)^{2} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}}\right)^{2} \leq 1$$

VERIFICA COMBINATA TAGLIO - TRAZIONE - ACCIAIO			
$\beta_{N,\ TRAZIONE}$	0,37	/	Coefficiente di sicurezza a verifica a trazione
$\beta_{v,\ TAGLIO}$	0,13	/	Coefficiente di sicurezza a verifica a taglio
$\beta_N + \beta_v$	0,16	/	Coefficiente di sicurezza a verifica combinata trazione e taglio

6.3 VERIFICA RESISTENZA CORDOLO

6.3.1 GEOMETRIA

GEOMETRIA CORDOLO IN C.A.		
H [m]	1,00	= Ltot
B [m]	0,30	= H2
δ [mm]	70	copriferro
d [mm]	930	altezza utile sezione nel piano orizz.



6.3.2 MATERIALI

CALCESTRUZZO	
γ_{cls} [kN/m^3]	25
Rck [Mpa]	40
fcd [Mpa]	28,2
γc	1

ACCIAIO ARMATURA	
fyk [Mpa]	450
fyd [Mpa]	450
γs	1

Tabella 1: Caratteristiche dei materiali

I coefficienti parziali di sicurezza per i materiali vengono considerati unitari in accordo alla normativa tecnica vigente in quanto l'urto rientra tra le azioni eccezionali in relazione alla vita nominale della struttura.

6.3.3 SOLLECITAZIONI

Azione dell'Urto (NTC - paragrafo 3.6.3.3.2)	
Vurto =	**42,3 kN**
n°montanti=	**3**
Vurto tot =	**126,90 kN**
Murto =	**190,35 kNm**
Mslu=	**80,63 kNm**
Mfrq=	**40,31 kNm**

6.3.4 VERIFICA A TAGLIO

VERIFICA A TAGLIO			
STAFFE			
Φ [mm]	14	diametro staffe	
n_b	2	numero bracci staffe	
s [mm]	100	passo staffe a taglio	
A_{sw} [mm^2]	307,9	area armatura trasversale	
ϑ	45		
α	90		
αc	1	coeff. Amplificativo	
b_w [mm]	300	larghezza minima sezione	
V_{Rsd} [kN]	1160	resistenza a taglio armatura	
f'_{cd} [MPa]	14,1	resistenza cls ridotta	
V_{rcd} [kN]	1772	resistenza a taglio cls	
V_{Rd} [kN]	**1160**	taglio resistente	
V_{Ed} [kN]	**127**	taglio di progetto max	
V_{Ed}/V_{Rd}	**0,11**	**<=1.00**	**VERIFICATA A TAGLIO**

6.3.5 VERIFICA A TORSIONE

Il momento torcente sollecitante è fornito dalla seguente relazione:

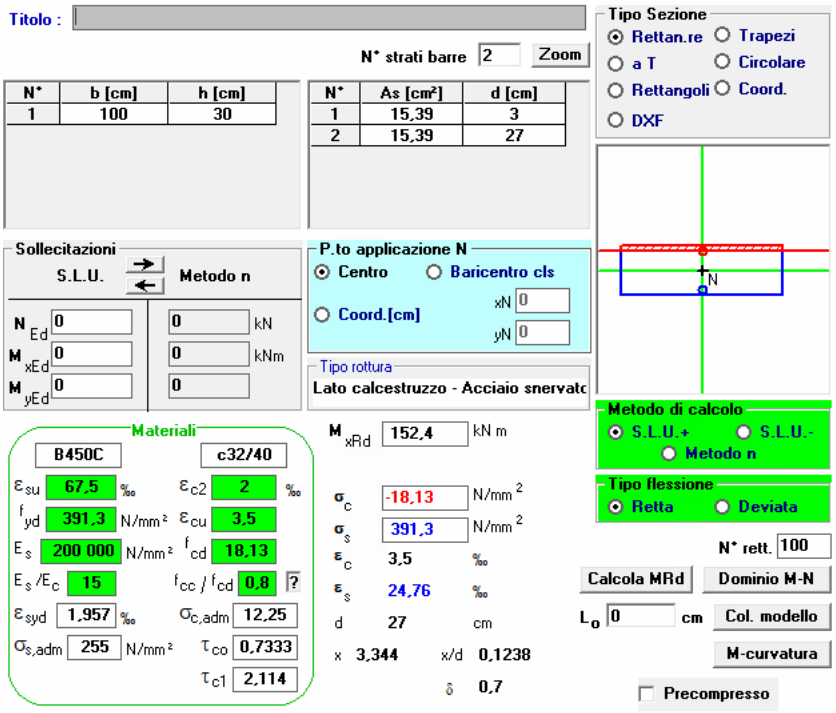
$T_{Ed} = V_{Ed} \times (1 - H1 + 0.5 \times H_{tot})$

VERIFICA A TORSIONE			
armatura longitudinale			
Φ long [mm]	16		
num. Barre long.	16		
A_1 [mm2]	3217		
staffe			
Φ [mm]	14	diametro staffe	
s [mm]	100	passo staffe a torsione	
A_s [mm^2]	153,9	area staffe	
Ac [mm2]	300000	area sezione calcestruzzo	
u [mm]	2600	perimetro sezione	
t [mm]	140	spessore nucleo resistente	
A [mm2]	137600	area racchiusa fibra media profilo periferico	
T_{Rcd} [kNm]	271,8	resistenza a torsione cls	
T_{Rsd} [kNm]	190,6	resistenza torsione staffe	
u_m [mm]	2040	perimetro medio nucleo resistente	
T_{Rld} [kNm]	195,3	resistenza torsione arm long.	
T_{es} [kNm]	**171,3**	**torsione agente**	
T_{Rd} [kNm]	**190,6**	**resistenza a torsione**	
T_{ed}/T_{Rd}	**0,90**	**<=1.00**	**VERIFICATA A TORSIONE**

6.3.6 VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE

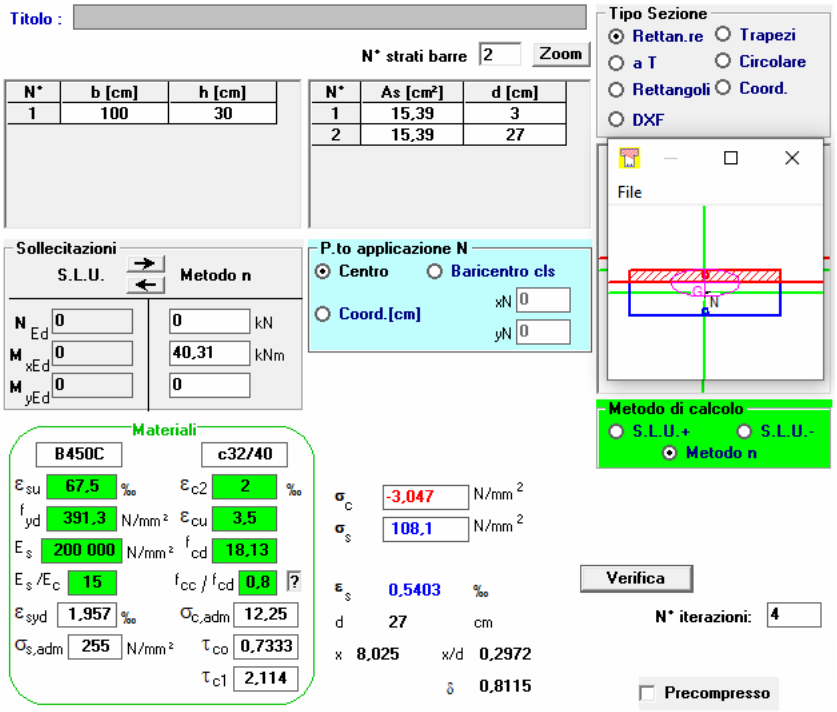
VERIFICA TAGLIO-TORSIONE			
$T_{ed}/T_{Rcd}+V_{ed}/V_{Rcd}$	**0,70**	**<=1.00**	**VERIFICATA TAGLIO-TORSIONE**

6.3.7 VERIFICA A FLESSIONE



FLESSIONE			
M_{ed}/M_{Rd}	0,53	<=1.00	VERIFICATA TAGLIO-TORSIONE

6.3.8 VERIFICA A FESSURAZIONE



VERIFICA A FESSURAZIONE			
H=	300	mm	Altezza sezione
B=	1000	mm	Larghezza sezione
c=	30	mm	Copriferro
d=	270	mm	Altezza utile
x=	80,25	mm	Asse neutro
kt=	0,4		
k1	0,8		
k2	0,5		
k3	3,4		
k4	0,425		
Es=	210000	MPa	Modulo di Young acciaio
Ecm=	34077	MPa	Modulo di Young cls
n=	6,16		Coefficiente di omogeneizzazione
As,sup=	1539	mmq	Armatura superiore
As,inf=	1539	mmq	Armatura inferiore
fctm=	3,51		Resistenza media alla trazione
hc,ef=	73,25	mm	Spessore effettivo di cls
Acls=	73250	mmq	Area di cls effettiva
ρeff=	0,0210		Percentuale di armatura
σs=	81,89	MPa	Tensione massima nell'acciaio
εsm=	3,07E-05		Deformazione di calcolo
εsm,min=	0,000234		Deformazone minima
εsm,d=	**0,000234**		**Deformazione di progetto**
Δsm=	**155,2**	**mm**	**Spaziatura tra le fessure**
w=	**0,036**	**mm**	**Ampiezza apertura fessura**
wk,lim=	0,2	mm	Ampiezza limite di normativa
TU=	18%		**w/wk,lim**
FS=	5,51		Fattore di sicurezza

7 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA OPERE GEOTECNICHE

Come previsto al paragrafo 6.2.2 delle NTC 2018, è stata programmata un'indagine geognostica atta ad acquisire una conoscenza puntuale della successione stratigrafica della zona, e a valutare le caratteristiche dei terreni per determinarne i parametri geotecnici di riferimento.

L'indagine è consistita nell'esecuzione di sondaggi geognostici, prove penetrometriche dinamiche, con la finalità di:

- ricostruire la successione stratigrafica locale e gli spessori dei litotipi attraversati in fase di terebrazione;

- accertare l'eventuale presenza di falda acquifera;

- determinare i parametri fisico-meccanici dei terreni indagati.

Tali informazioni sono desunte dalle indagini riportate nella Relazione Geologica.

Dalla consultazione dei dati bibliografici e dall'interpretazione dei risultati emersi dai rilievi geo-strutturali e dalla campagna geognostica effettuata, è stato possibile definire per l'area in esame due modelli geotecnici: il primo relativo al porzione di versante interessata dall'impianto stradale della SP86; il secondo riferito in generale al versante posizionato a monte della sede stradale.

Di seguito, si riportano i modelli geotecnici utilizzati per il dimensionamento degli interventi.

SPESSORE DELLO STRATO	***SEZIONE STRATIGRAFICA***	***DESCRIZIONE***	***PARAMETRI GEOTECNICI***
1,00 – 1,20 m.		Detrito di versante	γ = 18,50 kN/m^3 $Ø_r$ = 28° C'= 0,00 kPa E = 6.500 Mpa **Nspt = 14**
> della prof. di 1,40 m.		Calcari	γ = 24,50 kN/m^3 $Ø_r$ = 35° C'= 150,00 kPa E = 80.000 Mpa **Nspt = rif.**

Dove

- JCS: Coefficiente di resistenza di giunto;
- JRC: Coefficiente di rugosità del giunto;
- $Ø_r$: Angolo di attrito residuo;
- γ Peso dell'unità di volume della roccia;
- C': Coesione efficace;
- GSI Geological Strength Index (RMR – 5).

7.1 CRITERI DI VERIFICA

7.1.1 GEOTECNICHE

In accordo con quanto riportato al capitolo 6.4.2.1. si eseguiranno:

1. Scorrimento sul piano di posa (GEO)
2. Collasso per carico limite della fondazione (GEO)
3. Ribaltamento (GEO)

Tutte le verifiche sopra citate saranno effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione A1+M1+R3 di seguito esplicitati

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

Tabella 2: Tabella 6.2.I – NTC2018

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

Tabella 3: Tabella 6.2.II – NTC2018

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 4: Tabella 6.4.I – NTC2018

Esclusivamente per la verifica a ribaltamento si farà riferimento al capitolo 6.5.3.1.1.:

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 5: Tabella 6.5.I – NTC2018

7.1.2 METODO DI CALCOLO - SPINTE

Si suppone valida l'ipotesi in base alla quale la spinta attiva si ingenera in seguito al movimento del manufatto nella direzione della spinta agente. Le ipotesi di base per il calcolo della spinta sono le seguenti, le medesime adottate dal metodo di calcolo secondo *Coulomb*.

7.1.3 METODI DI VERIFICA

7.1.3.1 RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento si effettua in sostanza come equilibrio alla rotazione di un corpo rigido sollecitato da un sistema di forze, ciascuna delle quali definita da un'intensità, una direzione e un punto di applicazione.

7.1.3.2 SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento è effettuata come equilibrio alla traslazione di un corpo rigido, sollecitato dalle stesse forze prese in esame nel caso della verifica a ribaltamento. Il sistema di forze è quello che si innesca per moto di traslazione. Ciascuna forza ha una componente parallela al piano di scorrimento del cordolo o muro, che in base alla direzione ha un effetto stabilizzante o instabilizzante, ed una componente ad esso normale che, se di compressione, genera una reazione di attrito che si oppone allo scorrimento.

7.1.3.3 PORTANZA

Si assume quale carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di Brinch-Hansen. Tale formula fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, eventualmente parzializzata in base all'eccentricità. Il calcolo sarà svolto, essendo la fondazione a contatto con terreni sciolti, esclusivamente in condizione drenate.

Si riporta la tabella esplicativa del calcolo dei parametri che permettono di calcolare la q_{lim}:

Verifica in condizioni drenate $q_{lim} = 0.5\,\gamma_c\,B'\,N_\gamma\,s_\gamma\,i_\gamma\,b_\gamma\,g_\gamma + c'\,N_c\,s_c\,d_c\,i_c\,b_c\,g_c + q'\,N_q\,s_q\,d_q\,i_q\,b_q\,g_q$			
fattori di capacità portante	N_c	$(N_q-1)\cot\phi'$	
	N_γ	$2(N_q+1)\tan\phi'$	Vesic (1970)
	N_q	$\tan^2(45+\phi'/2)\,e^{\pi\tan\phi'}$	Prandtl (1921) Reissner (1924)
fattori correttivi	forma		
	s_c	$1 + (N_q / N_c)(B' / L')$	Vesic (1973-1975)
	s_γ	$1 - 0{,}4\,(B' / L')$	"
	s_q	$1 + \tan(\phi)\,(B' / L')$	"
	approfondimento		
	d_c	$d_q-[(1-d_q)/(N_c\tan\phi')]$	De Beer e Ladanyi (1961)
	d_q	$1+[2\,(D/B')\tan\phi'\,(1-\sin\phi')^2]$ per D/B' <1 $1+[2\tan\phi'\,(1-\sin\phi')^2\tan^{-1}(D/B')]$ per D/B'>1	Brinch-Hansen (1970) e Vesic (1973)
	inclinazione carico		
	i_c	$i_q-[(1-i_q)/(N_c\tan\phi')]$	Vesic (1970)
	i_γ	$[1-(H/(N+B'L'\,c'\cot\phi'))]^{(m+1)}$	"
	i_q	$[1-(H/(N+B'L'\,c'\cot\phi'))]^{m}$ $m= [2+(B'/L')]/[1+(B'/L')]$	"
	inclinazione fondazione		
	b_q	$(1-\alpha\tan\phi')^2$	Brinch-Hansen (1970)
	b_γ	$(1-\alpha\tan\phi')^2$	"
	b_c	$b_q-[(1-b_q)/(N_c\tan\phi')]$	"
	inclinazione piano campagna		
	g_q	$(1-\tan\omega)^2$	Brinch-Hansen (1970)
	g_γ	$(1-\tan\omega)^2$	"
	g_c	$g_q-[(1-g_q)/(N_c\tan\phi')]$	"

Tabella 6: Calcolo q_{lim}

Per condizioni non drenate si adottano

$$N_q = 1,$$
$$N_c = 5{,}14$$
$$N_\gamma = 0.$$

Valore di ϕ		*d_c*	*d_q*	*d_γ*
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate	$\frac{D}{B'} \le 1$	$1 + 0{,}4 \cdot \frac{D}{B'}$	1	1
	$\frac{D}{B'} > 1$	$1 + 0{,}4 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$		

Terreno	*i_c*	*i_q*	*i_γ*
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate	$1 - \frac{m \cdot H}{B' \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}$	1	1

7.2 VERIFICHE CORDOLO

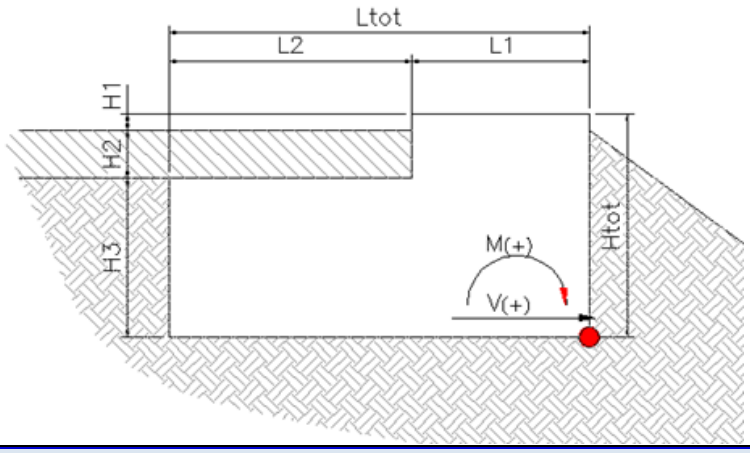
Il cordolo a "L" ha una zattera di base di 100 cm e di spessore 30 cm, il paramento ha una base di 50 cm e altezza di 30 cm in più rispetto alla zattera, avendo quindi un'altezza totale di 50 cm.
Le verifiche geotecniche riguardano i cordoli di lunghezza 3 m. Le ipotesi poste alla base del calcolo sono le seguenti:

1. Le caratteristiche geotecniche utilizzate per le verifiche GEO sono quelle sopra riportate;
2. A favore di sicurezza non si considera l'effetto stabilizzante della seconda impronta del carico Q secondo lo schema 2 di normativa.
3. L'altezza della pavimentazione sarà posta pari a 13 cm, pari al minimo da realizzare, poiché il peso di tale elemento rappresenta un'azione stabilizzante.
4. L'azione dell'urto si considera agente su max n°3 montanti come precedentemente illustrato.
5. Corsiderendo che il cordolo ha una lunghezza della fondazione è pari a 11.50 m.
6. La resistenza passiva all'urto è pari a 50%.

Si riporta l'esisto sintetico delle verifiche geotecniche.

Riepilogo delle verifiche geotecniche		
Verifica a ribaltamento		
	c.s.	
	1,25	>1.15: verificato
Verifica a scorrimento		
	c.s.	
	2,25	>1.10: verificato
Verifica a capacità portante		
	c.s.	
Urto	2,77	>2.3: verificato
Fondamentale	5,49	>2.3: verificato

7.2.1 GEOMETRIA CORDOLO



Geometria del cordolo		
H1 =	0,07	m
H2 =	0,13	m
H3 =	0,30	m
Altezza cordolo Htot =	0,50	m
Sviluppo longitudinale	11,50	m
Area sezione cordolo	0,40	m^2
Ascissa punto di rotazione L3 =	0,00	m
L1 =	0,50	m
L2 =	0,50	m
Larghezza cordolo Ltot =	1,00	m
Lmuro andatore	0,00	m
Lcordolo su muro andatore =	0,00	m
Larghezza cordolo su terreno=	1,00	m

7.2.2 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Caratteristiche del terreno		
Peso specifico terreno	18,5	kN/mc
Angolo di attrito terreno	28,00	°
coefficiente di spinta attiva ka	0,36	
coefficiente di spinta passiva kp	2,77	
Aliquota considerata spinta passiva	50%	
Altezza ricoprimento Hr	0,6	m

7.2.3 AZIONI E SPINTE

Le azioni sono calcolate come segue in relazione alla precedente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** riportata.

V_{urto} = Azione dell'urto su singolo montante

$n°_{montanti}$ = Numero montanti plasticizzati considerati

$V_{urto\ tot}$ = $V_{urto} \times n°_{montanti}$

M_{urto} = $F_{urto\ tot} \times (1.00\ m + H1 + H2 + H3)$

$Q_{(LM2)}$ = 200 kN da schema (LM2)

$L_{r,\ trasversale}$ = Larghezza della ruota perpendicolare al cordolo nello schema (0.6 m)

$L_{r,\ longitudinale}$ = Larghezza della ruota parallela al cordolo nello schema (0.35 m)

$M_{int,ruota\ interna}$ = $Q_{(LM2)} \times (0.5 \times L_{r,\ trasversale} + L1 - L3)$ L3 pari 0 se cordolo su terreno

$M_{int,ruota\ esterna}$ = $Q_{(LM2)} \times (0.5 \times L_{r,\ trasversale} + L1 + 2\ m - L3)$ L3 pari 0 se cordolo su terreno

Utilizzato se $L2 - 0.5\ L_{r,\ trasversale} > 2\ m$

$H_{ruota\ esterna}$ = $k_a \times Q_{(LM2)} \times (H_{tot} - H_1)$ Utilizzato se azione nel cuneo di spinta

$M_{est,ruota\ esterna}$ = $H_{ruota\ esterna} \times ((H_{tot} - H_1) / 2)$ Utilizzato se azione nel cuneo di spinta

P_{P1} = Sviluppo fondazione $\times \gamma_{cls} \times (L1 \times (H1+H2))$

P_{P2} = Sviluppo fondazione $\times \gamma_{cls} \times (L2 \times H3)$

M_{PP1} = $P_{P1} \times (0.5 \times L1 - L3)$ L3 pari 0 se cordolo su terreno

M_{PP2} = $P_{P2} \times (0.5 \times L_{tot} - L3)$ L3 pari 0 se cordolo su terreno

P_{pav} = $\gamma_{pav} \times L2 \times H2 \times$ Sviluppo fondazione

M_{pav} = $P_{pav} \times (0.5 \times L2 + L1 - L3)$

P_{bar} = Peso barriera x Sviluppo fondazione

M_{pa} = $P_{bar} \times (0.5 \times L1 - L3)$ L3 pari 0 se cordolo su terreno

$H_{spinta\ attiva}$ = $H_{tot} - H1$

$H_{spinta\ passiva}$ = Hr Altezza ricoprimento

Sa = Sviluppo fondazione $\times (0.5 \times \gamma_{terreno} \times Ka \times H_{spinta\ attiva}^2)$

Sp = min = $- (0.5 \times$ Sviluppo fondazione $\times (0.5 \times \gamma_{terreno} \times Kp \times H_{spinta\ passiva}^2)$

$- (V_{urto} + H_{est,2Q1k} + H_{est,q1k} + Sa)$

M_{sa} = $Sa \times (H_{spinta\ attiva} / 3)$

M_{sp} = $Sp \times (H_{spinta\ passiva} / 3)$

Azione dell'Urto (NTC - paragrafo 3.6.3.3.2)		
Vurto =	**42,3**	**kN**
n°montanti=	**3**	
Vurto tot =	**126,90**	**kN**
Murto =	**190,35**	**kNm**
Azione del Carico mobile		
Q(LM2)	200	kN
Diffusione carico su pavimentazione		
Lr,trasversale =	0,60	m
Lr,longitudinale =	0,35	m
Risultanti azione verticale insistente su impronta del cordolo		
Mint,ruota interna =	**-160,0**	**kNm**
Mint,ruota esterna =	**0,0**	**kNm**
Risultanti azione verticale esterna all'impronta del cordolo		
Hruota esterna	**0,0**	**kN**
Mest,ruota esterna	**0,0**	**kNm**
Peso proprio cordolo		
γ cls =	25,0	kN/mc
PP1 =	**0,0**	**kN**
PP2 =	**115,0**	**kN**
MPP1 =	**0,0**	**kNm**
MPP2 =	**-57,5**	**kNm**
Peso proprio pavimentazione		
γ pav =	22,0	kN/mc
Ppav =	**16,4**	**kN**
Mpav =	**-8,2**	**kNm**
Peso proprio barriere di sicurezza		
Pbar =	1,0	kN/ml
Pbar =	**11,5**	**kN**
Mpa =	**-2,9**	**kNm**
Spinte del terreno		
Altezza su cui agisce la spinta attiva	0,43	m
Altezza su cui agisce la spinta passiva	0,60	m
Spinta attiva: Sa =	**7,1**	**kN**
Spinta passiva: Sp =	**-53,0**	**kN**
Msa =	**1,0**	**kNm**
Msp =	**-10,6**	**kNm**

7.2.4 VERIFICA A RIBALTAMENTO

Si riportano le sigle di collegamento ai momenti stabilizzanti e ribaltanti in relazione alle sigle utilizzate nel calcolo delle spinte e delle azioni:

Componenti Momento Ribaltante

Azione dell'urto = M_{urto}

Azione del Carico mobile = $M_{est,\ ruota\ interna}$; $M_{est,\ ruota\ esterna}$

Spinta terreno = M_{sa}

Componenti Momento Stabilizzante

Azione del Carico mobile = $M_{int,\ ruota\ interna}$; $M_{int,\ ruota\ esterna}$

Peso cordolo = $M_{pp1} + M_{pp2}$

Peso pavimentazione = M_{pav}

Peso barriera = M_{sa}

Spinta terreno = M_{sp}

Verifica a Ribaltamento - Approccio 2 (A1, M1, R3)		Momento ribaltante	Momento stabilizzante
Condizione di carico 1			
Azione dell'Urto (NTC - paragrafo 3.6.3.3.2)		190,35 kNm	0,00 kNm
Azione del Carico mobile			
M,ruota interna		0,00 kNm	160,0 kNm
M,ruota esterna		0,00 kNm	0,00 kNm
Peso proprio cordolo		0,00 kNm	57,50 kNm
Peso proprio pavimentazione		0,00 kNm	8,22 kNm
Peso proprio barriere di sicurezza		0.00 kNm	2,88 kNm
Spinte del terreno		1,02 kNm	10,61 kNm
		191,37 kNm	**239,20 kNm**
c.s. = Mres/Mrib	**1,25**	**>1.15: VERIFICATO**	

7.2.5 VERIFICA A SCORRIMENTO

Le sigle utilizzate per le forze orizzontali e verticali sono riportate ai precedenti capitoli di calcolo delle azioni e delle spinte. Si esplicitano:

$F_{sollecitante}$ = Σ azioni orizzontali

$F_{resiliente}$ = Σ azioni verticali x Media Ponderata (coeff attrito cls-cls – coeff attrito terreno-cls)

Con Coeff. attrito terreno-cls = tan (angolo di attrito)

Verifica a Scorrimento - Approccio 2 (A1, M1, R3)			
Coefficiente attrito cls-cls	0,55		
coefficiente di attrito terreno - calcestruzzo	0,53		
coefficiente ponderato	0,53		
Azioni orizzontali:			
Azione dell'Urto (NTC - paragrafo 3.6.3.3.2)		126,9	kN
Hruota esterna		0,0	kN
Spinte del terreno			
Spinta attiva: Sa =		7,1	kN
Spinta passiva: Sp =		-53,0	kN
		81,0	**kN**
Azioni verticali:			
Azione del Carico mobile			
Q(LM2)		200,0	kN
Q(LM2)		0,0	kN
Peso proprio cordolo			
PP1 =		0,0	kN
PP2 =		115,0	kN
Peso proprio pavimentazione		16,4	kN
Peso proprio barriere di sicurezza		11,5	kN
		342,9	**kN**
Condizione di carico 1			
Forza sollecitante		**81,0**	**kN**
Forza resitente (attrito)		**182,3**	**kN**
c.s. = Fres/Fsoll	**2,25**	**>1.10: VERIFICATO**	

7.2.6 VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE

Le sigle utilizzate per le forze orizzontali e verticali sono riportate ai precedenti capitoli di calcolo delle azioni e delle spinte. Si riportano di seguito le sigle utilizzate per il calcolo delle eccentricità in relazione all'azione.

$e_{(QIL(LM2),\ ruota\ interna)}$ = $-(0.5 \times L_{r,trasversale} + L1 - 0.5 \times L_{tot})$

$e_{(QIL(LM2),\ ruota\ esterna)}$ = $-(0.5 \times L_{r,trasversale} + 2.0\ m + L1 - 0.5 \times L_{tot})$ posto pari a 0 a favore di sicurezza

$e_{(PP1)}$ = $-(L1 / 2) + 0.5 \times L_{tot}$

$e_{(PP2)}$ = 0

$e_{(Ppav)}$ = $(0.5 \times L2) - (0.5 \times L_{tot})$

$e_{(Pbar)}$ = $-(L1 / 2) + 0.5 \times L_{tot}$

$e_{(urto)}$ = $1 + H_{tot} - H1$

$e_{(Hruota,esterna)}$ = $0.5 \times (H_{tot} - H1)$ solo se azione su cuneo di spinta

$e_{(Sa)}$ = $(H_{tot} - H1) / 3$

$e_{(Sp)}$ = $(H_{tot} - H1) / 3$

M = N x e

T x e

M_{tot} = $\Sigma M \times c + \Sigma M \times c$

N_{tot} = $\Sigma N \times c$

T_{tot} = $\Sigma T \times c$

e = M / N

B' = $L_{tot} - 2 \times e$

D = $H_{tot} - H1$

q_{lim} = calcolato come riportato in Tabella 6

E_d = N_{tot}/ (B' x Sviluppo fondazione)

7.2.6.1 URTO

Verifica Capacità Portante - Approccio 2 (A1, M1, R3)						
Combinazione eccezionale (urto)						
		N [kN]	**e [m]**	**M [kNm]**	**c**	
Q(LM2)		200,00	-0,30	-60,00	1,00	
Q(LM2)		0,00	-2,30	0,00	1,00	
PP1 =		0,00	0,25	0,00	1,00	
PP2 =		115,00	0,00	0,00	1,00	
Ppav =		16,45	-0,25	-4,11	1,00	
Pbar =		11,50	0,25	2,88	1,00	
		T [kN]	**e [m]**	**M [kNm]**	**c**	
Urto		126,90	1,43	181,47	1,00	
Hruota esterna		0,00	0,22	0,00	1,00	
Spinta attiva: Sa =		7,10	0,14	1,02	1,00	
Spinta passiva: Sp =		-53,04	0,14	-7,60	1,00	
B					1,00	(m)
M_{tot}					113,65	(kN/m)
N_{tot}					342,95	(kN)
T_{tot}					80,97	(kN)
e					0,33	(m)
Caratteristiche geotecniche e geometriche						
γ_w	peso di volume acqua				9,807	(kN/m^3)
γ_n	peso di volume naturale terreno				18,5	(kN/m^3)
ϕ'	angolo di attrito				28,0	(°)
c'	coesione drenata				0,0	(kPa)
B'	larghezza della fondazione equivalente				0,54	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente				11,50	(m)
D	approfondimento della fondazione				0,63	(m)
α	inclinazione della fondazione				0,0	(°)
β	pendenza piano di campagna				0,0	(°)
fattori di capacità portante					Nc =	25,80
					Nγ =	16,72
					Nq =	14,72
fattori di forma					Sc =	1,03
					Sγ =	0,98
					Sq =	1,02
fattori di approfondimento					dc =	1,14
					dγ =	1,00
					dq =	1,13
fattori di inclinazione del carico					ic =	0,56
					iγ =	0,45
				m = 1,955	iq =	0,59
fattori di inclinazione della fondazione					bc =	1,00
					bγ =	1,00
					bq =	1,00
fattori di inclinazione del piano di campagna					gc =	1,00
					gγ =	1,00
					gq =	1,00
q_{lim} =					153,69	(kN/m^2)
Ed =					**55,51**	**(kN/m^2)**
c.s. = qamm/Ed		**2,77**		**>2.3: VERIFICATO**		

7.2.6.2 FONDAMENTALE

Verifica Capacità Portante - Approccio 2 (A1, M1, R3)						
Combinazione 2						
		N [kN]	**e [m]**	**M [kNm]**	**c**	
Q(LM2)		200,00	0,30	60,00	1,50	
Q(LM2)		0,00	2,30	0,00	1,50	
PP1 =		0,00	0,25	0,00	1,30	
PP2 =		115,00	0,00	0,00	1,30	
Ppav =		16,45	-0,25	-4,11	1,00	
Pbar =		11,50	0,25	2,88	1,30	
		T [kN]	**e [m]**	**M [kNm]**	**c**	
Urto		126,90	1,43	181,47	0,00	
Hruota esterna		0,00	0,22	0,00	1,50	
Spinta attiva: Sa =		7,10	0,14	1,02	1,30	
Spinta passiva: Sp =		0,00	0,14	0,00	1,00	
B					1,00	(m)
M_{tot}					90,95	(kN/m)
N_{tot}					480,90	(kN)
T_{tot}					9,23	(kN)
e					0,19	(m)
Caratteristiche geotecniche e geometriche						
γ_w	peso di volume acqua				9,807	(kN/m^3)
γ_n	peso di volume naturale terreno				18,5	(kN/m^3)
ϕ'	angolo di attrito				28,0	(°)
c'	coesione drenata				0,0	(kPa)
B'	larghezza della fondazione equivalente				0,72	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente				11,50	(m)
D	approfondimento della fondazione				0,63	(m)
h_w	profondità falda da piano di campagna ($h_w=z_w+D$)				100,00	(m)
α	inclinazione della fondazione				0,0	(°)
β	pendenza piano di campagna				0,0	(°)
fattori di capacità portante					Nc =	25,80
					Nγ =	16,72
					Nq =	14,72
fattori di forma					Sc =	1,04
					Sγ =	0,97
					Sq =	1,03
fattori di approfondimento					dc =	1,28
					dγ =	1,00
					dq =	1,26
fattori di inclinazione del carico					ic =	0,96
					iγ =	0,94
				m = 1,941	iq =	0,96
fattori di inclinazione della fondazione					bc =	1,00
					bγ =	1,00
					bq =	1,00
fattori di inclinazione del piano di campagna					gc =	1,00
					gγ =	1,00
					gq =	1,00
q_{lim} =					318,12	(kN/m^2)
Ed =					**57,94**	**(kN/m^2)**
c.s. = qamm/Ed		**5,49**		**>2.3: VERIFICATO**		