

S.S. n.128 "Centrale Sarda"

Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

PROGETTO DEFINITIVO

COD. CA356

PROGETTAZIONE: ATI VIA - SERING - VDP - BRENG

PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Francesco Nicchiarelli (Ord. Ing. Prov. Roma 14711)

RESPONSABILI D'AREA:

Responsabile Tracciato stradale: *Dott. Ing. Massimo Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma 26031)*
 Responsabile Strutture: *Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma 27296)*
 Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: *Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)*
 Responsabile Ambiente: *Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)*

GEOLOGO:

Dott. Geol. Enrico Curcuruto (Ord. Geo. Regione Sicilia 966)

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Matteo Di Girolamo (Ord. Ing. Prov. Roma 15138)

RESPONSABILE SIA:

Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Edoardo Quattrone

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

MANDATARIA:



MANDANTI:



ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI E SISTEMAZIONI IDRAULICHE
 ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI
 Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG. ANNO

DPCA0356 D 21

NOME FILE

CA356_P00TM00STRRE01_A

CODICE ELAB.

P00TM00STRRE01

REVISIONE

SCALA:

A

VARIE

D

C

B

A

EMISSIONE

NOV. 2021

A.GECCOTTI

M.A.CUCCARO

F. NICCHIARELLI

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1.	PREMESSE.....	6
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	22
2.1	Legislazione di carattere generale.....	22
2.2	Norme UNI.....	22
2.3	Norme emanate dal C.N.R.....	23
2.4	Bibliografia.....	23
3.	PROGRAMMA PER L'ANALISI AUTOMATICA.....	23
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	23
4.1	Calcestruzzo magro per sottofondazioni.....	24
4.2	Acciaio ordinario per armatura lenta B 450C.....	24
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	25
6.	AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	26
6.1	Parametri sismici.....	26
6.2	Analisi pseudostatiche.....	29
7.	CRITERI DI VERIFICA.....	30
7.1	Stato limite ultimo.....	30
7.1.1	Verifica per sollecitazioni di presso/tenso-flessione.....	30
7.1.2	Verifica per sollecitazioni taglianti.....	30
7.2	Stato limite d'esercizio.....	32
7.2.1	Valutazione della distanza media fra le fessure.....	33
7.2.2	Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura.....	35
7.2.3	Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio di calcolo).....	36
7.2.4	Ampiezza delle fessure.....	36
7.3	Metodologia per il calcolo dei muri.....	36
7.4	Verifiche geotecniche.....	38
7.4.1	Verifiche a ribaltamento.....	38
7.4.2	Verifiche a scorrimento.....	38

7.4.3	<i>Verifiche di capacità portante della fondazione</i>	39
8.	COMBINAZIONI DI CARICO	43
8.1	Combinazioni per la verifica allo SLU	43
9.	ANALISI DEI CARICHI	45
9.1	TM_AP_14 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 700x250 CM	47
9.1.1	<i>Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati</i>	48
9.1.2	<i>Spinta delle terre</i>	48
9.1.3	<i>Carichi veicolari sulla soletta superiore</i>	49
9.1.4	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i> 51	
9.1.5	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i> 51	
9.1.6	<i>Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali</i>	54
9.1.7	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)</i>	55
9.1.8	<i>Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)</i>	56
9.1.9	<i>Definizione dei carichi di progetto</i>	58
9.1.10	<i>Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione</i>	59
9.1.11	<i>Carico da frenatura</i>	59
9.1.12	<i>Azione termica</i>	60
9.1.13	<i>Ritiro</i>	60
9.2	TM_AP_15 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 400x250 CM	63
9.2.1	<i>Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati</i>	63
9.2.2	<i>Spinta delle terre</i>	63
9.2.3	<i>Carichi veicolari sulla soletta superiore</i>	64
9.2.4	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i> 65	
9.2.5	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i> 66	
9.2.6	<i>Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali</i>	69
9.2.7	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)</i>	70
9.2.8	<i>Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)</i>	70
9.2.9	<i>Definizione dei carichi di progetto</i>	72
9.2.10	<i>Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione</i>	73
9.2.11	<i>Carico da frenatura</i>	73
9.2.12	<i>Azione termica</i>	74

9.2.13 Ritiro.....	74
9.3 TM_AP_19 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 400x250 CM	76
9.3.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati	76
9.3.2 Spinta delle terre	76
9.3.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore.....	77
9.3.4 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)	78
9.3.5 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)	79
9.3.6 Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali.....	82
9.3.7 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)	83
9.3.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)	83
9.3.9 Definizione dei carichi di progetto	85
9.3.10 Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione.....	86
9.3.11 Carico da frenatura.....	86
9.3.12 Azione termica.....	87
9.3.13 Ritiro.....	87
9.4 TM_AS_29 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 400x200 CM Errore. Il segnalibro non è definito.	
9.5 TM_AP_21 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 400x200 CM Errore. Il segnalibro non è definito.	
9.6 TM_AS_30 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 400x200 CM Errore. Il segnalibro non è definito.	
9.7 TM_AP_24 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 400x250 CM	89
9.7.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati	89
9.7.2 Spinta delle terre	90
9.7.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore.....	90
9.7.4 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)	91
9.7.5 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)	92
9.7.6 Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali.....	95
9.7.7 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)	96
9.7.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)	96
9.7.9 Definizione dei carichi di progetto	98
9.7.10 Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione.....	99
9.7.11 Carico da frenatura.....	99

9.7.12	<i>Azione termica</i>	100
9.7.13	<i>Ritiro</i>	100
9.8	TM_AP_26 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 400x250 CM	102
9.8.1	<i>Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati</i>	102
9.8.2	<i>Spinta delle terre</i>	103
9.8.3	<i>Carichi veicolari sulla soletta superiore</i>	103
9.8.4	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all’asse della strada)</i> 105	
9.8.5	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all’asse della strada)</i> 105	
9.8.6	<i>Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali</i>	108
9.8.7	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all’asse stradale)</i>	109
9.8.8	<i>Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all’asse stradale)</i>	109
9.8.9	<i>Definizione dei carichi di progetto</i>	111
9.8.10	<i>Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione</i>	112
9.8.11	<i>Carico da frenatura</i>	112
9.8.12	<i>Azione termica</i>	113
9.8.13	<i>Ritiro</i>	113
9.9	TM_AS_38 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 400x250 CM	115
9.9.1	<i>Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati</i>	115
9.9.2	<i>Spinta delle terre</i>	116
9.9.3	<i>Carichi veicolari sulla soletta superiore</i>	116
9.9.4	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all’asse della strada)</i> 117	
9.9.5	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all’asse della strada)</i> 118	
9.9.6	<i>Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali</i>	121
9.9.7	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all’asse stradale)</i>	122
9.9.8	<i>Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all’asse stradale)</i>	122
9.9.9	<i>Definizione dei carichi di progetto</i>	124
9.9.10	<i>Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione</i>	125
9.9.11	<i>Carico da frenatura</i>	125
9.9.12	<i>Azione termica</i>	126
9.9.13	<i>Ritiro</i>	126
9.10	TM_AP_35 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 400x250 CM	128
9.10.1	<i>Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati</i>	128
9.10.2	<i>Spinta delle terre</i>	129

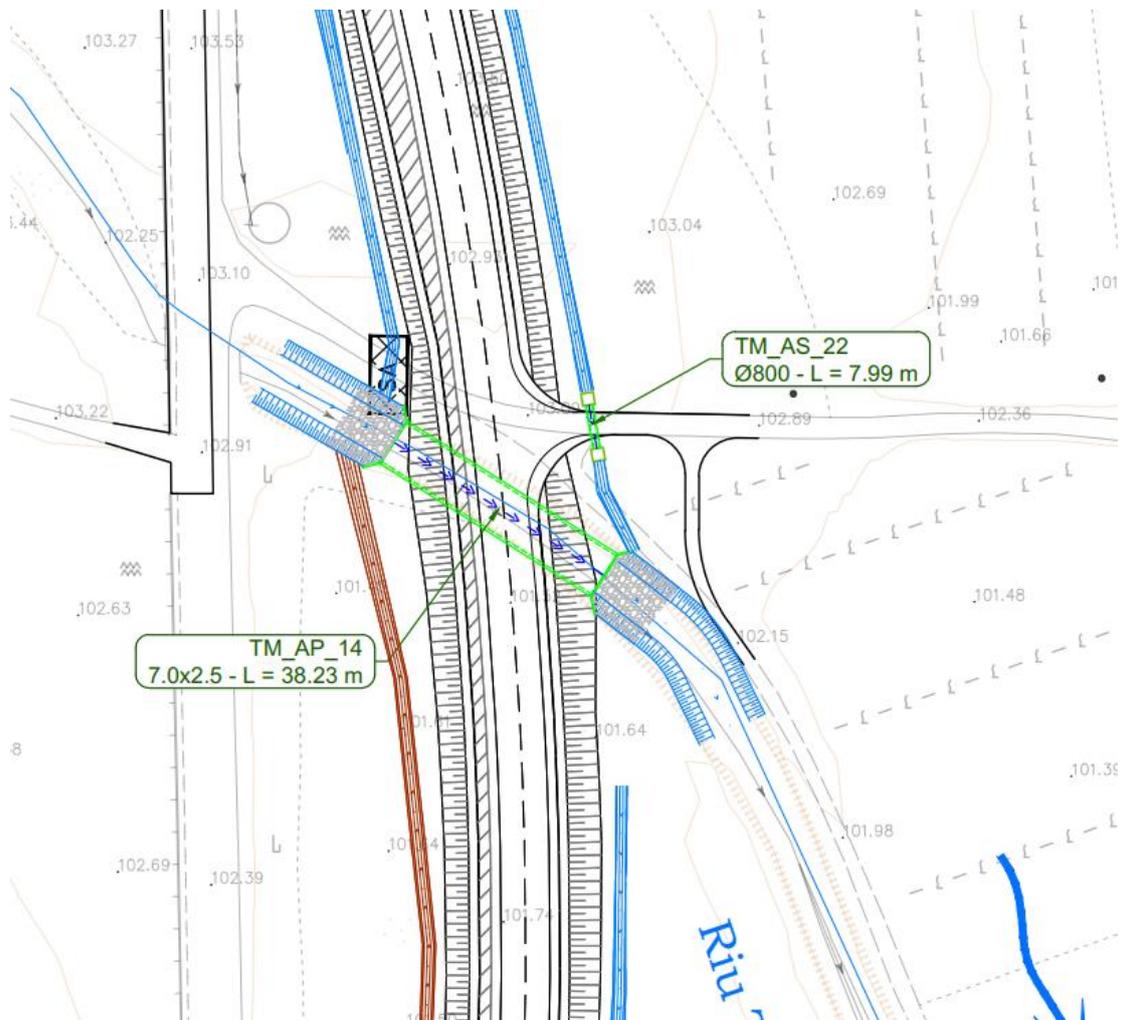
9.10.3	<i>Carichi veicolari sulla soletta superiore</i>	129
9.10.4	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i> 130	
9.10.5	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i> 131	
9.10.6	<i>Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali</i>	134
9.10.7	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)</i>	135
9.10.8	<i>Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)</i>	135
9.10.9	<i>Definizione dei carichi di progetto</i>	137
9.10.10	<i>Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione</i>	138
9.10.11	<i>Carico da frenatura</i>	138
9.10.12	<i>Azione termica</i>	139
9.10.13	<i>Ritiro</i>	139
10.	ANALISI E VERIFICA DEI MURI DI IMBOCCO	141
	10.1 Descrizione della normativa e del metodo di calcolo	144
	10.2 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte	147
	10.3 Descrizione del metodo di calcolo della portanza	148
11.	INCIDENZA DELLE ARMATURE SUL VOLUME TOTALE	150
12.	ALLEGATI	152
	12.1 Verifiche elementi TM_AP_14	Errore. Il segnalibro non è definito.
	12.5 Verifiche del muro d'ala maggiormente sollecitato	152
	12.5.1 <i>Verifica a schiacciamento</i>	154
	12.5.2 <i>Verifica allo scorrimento sul piano di posa</i>	155
	12.5.3 <i>Verifica a ribaltamento</i>	156
	12.5.4 <i>Verifiche di resistenza delle armature</i>	156

1. PREMESSE

La presente relazione di calcolo riporta e commenta i dati ed i risultati relativi alle analisi strutturali dei Sottovia da realizzarsi nell'ambito dei lavori dell'Intervento S.S. 128 Lotto 0 – Bivio Monastir – bivio Senorbì – 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700.

Le sezioni considerate al fine di realizzare i sottovia hanno dimensioni interne da 700x250cm, 400x250cm e 400x200cm, a cui caso per caso andranno sommati gli spessori delle sezioni in cemento armato.

Si riportano di seguito alcuni schemi indicativi della geometria dell'opera in oggetto, rimandando agli elaborati grafici progettuali per i dettagli.



Planimetria stradale - scatolare tipo TM_AP_14

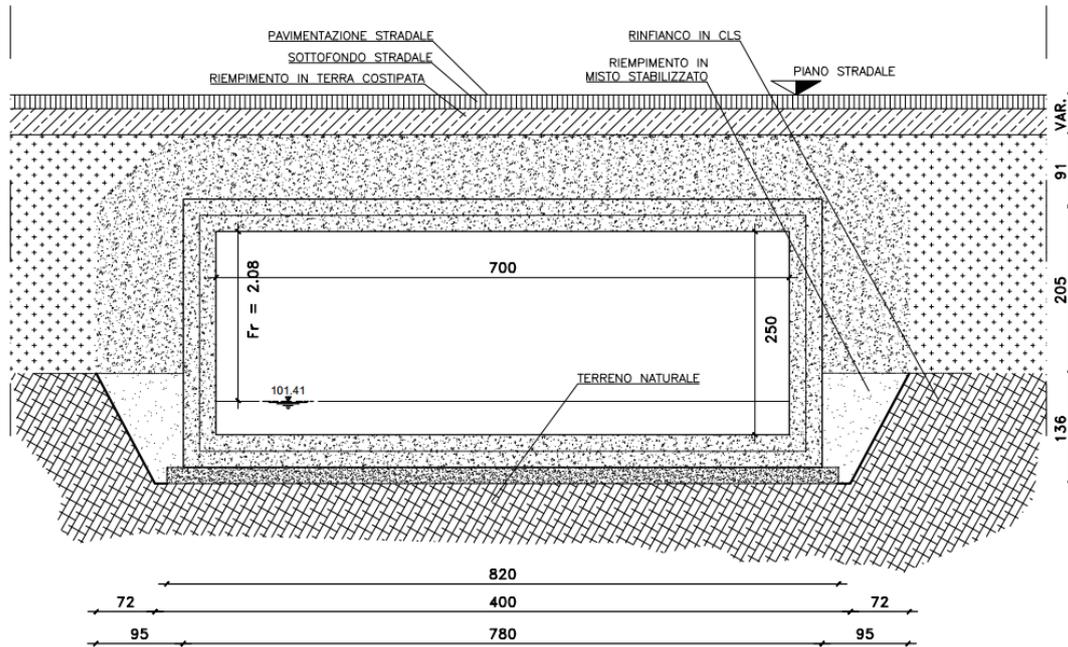
S.S. 128 "Centrale Sarda"

Lotto 0 bivio Monastir - bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

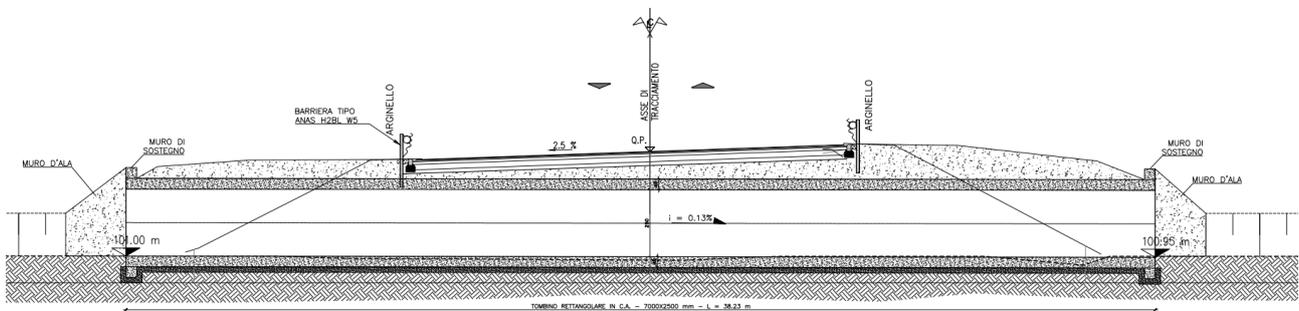


CA356

Relazione tecnica e di calcolo



Sezione trasversale - scatolare tipo TM_AP_14



Sezione longitudinale - scatolare tipo TM_AP_14

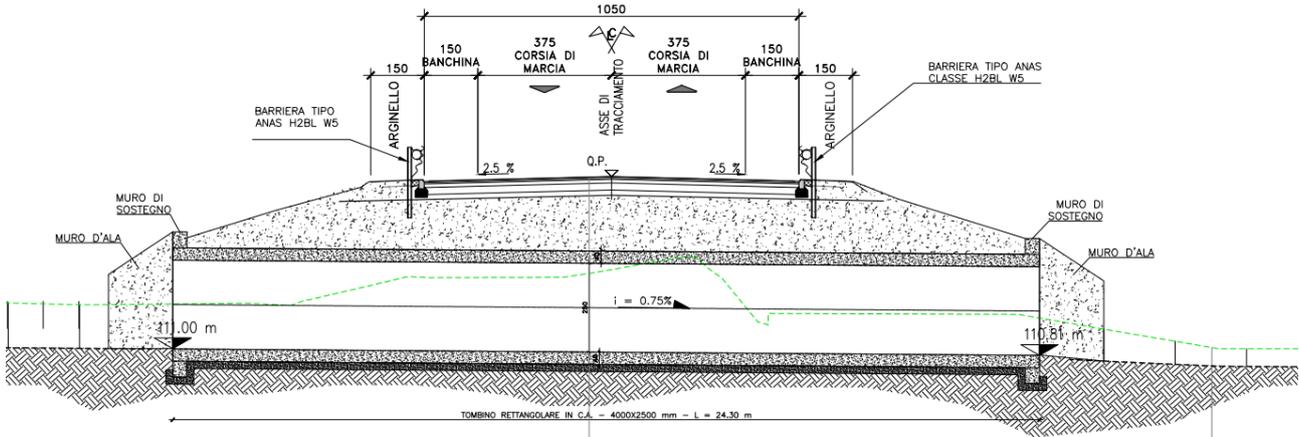
S.S. 128 "Centrale Sarda"

Lotto 0 bivio Monastir - bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

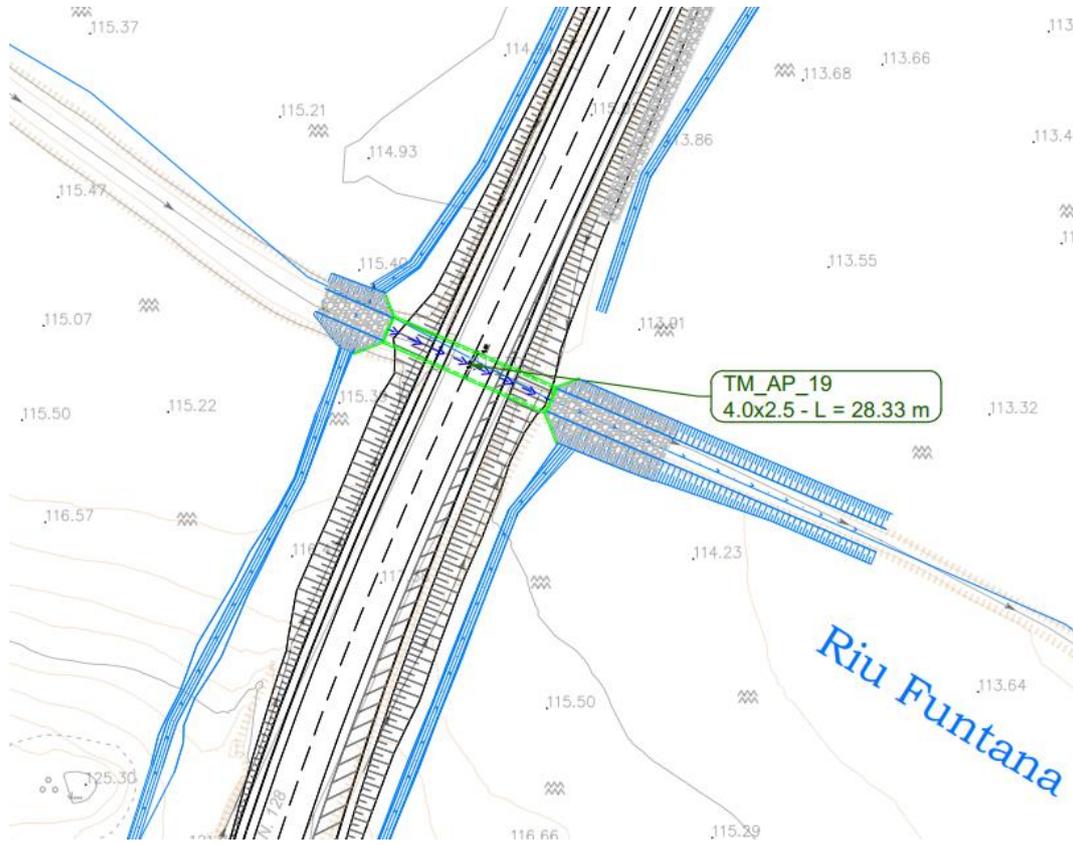


CA356

Relazione tecnica e di calcolo



Sezione longitudinale - scatolare tipo TM_AP_15



Planimetria stradale - scatolare tipo TM_AP_19

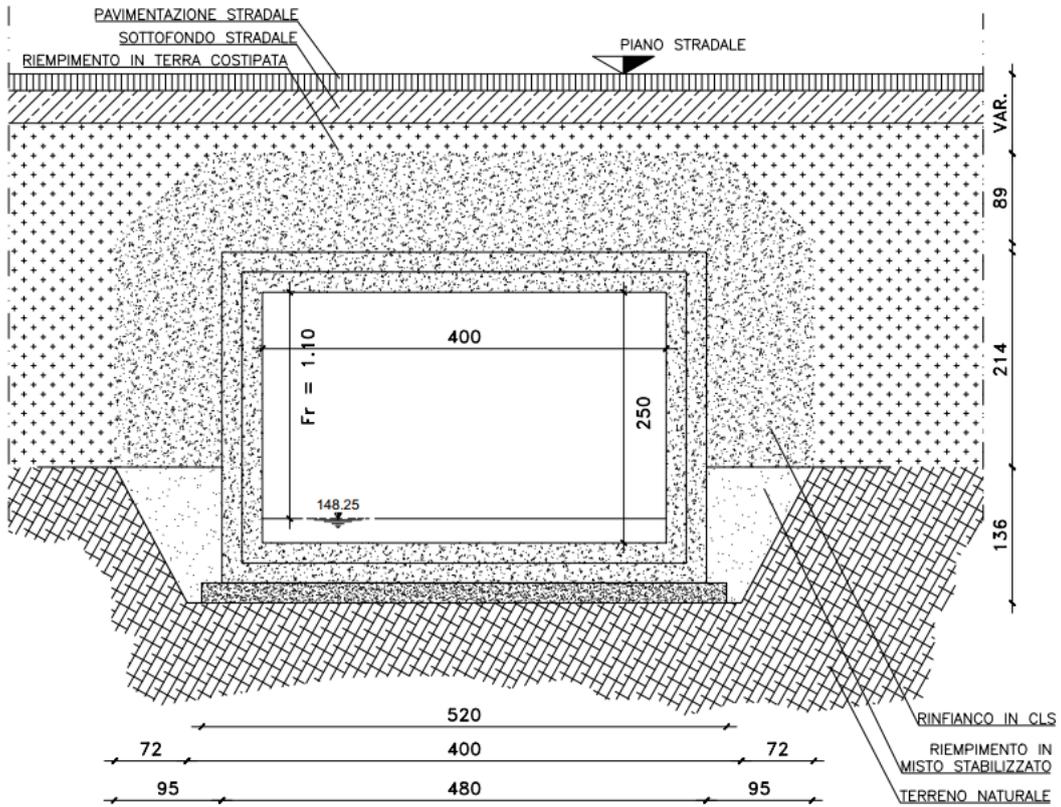
S.S. 128 "Centrale Sarda"

Lotto 0 bivio Monastir - bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

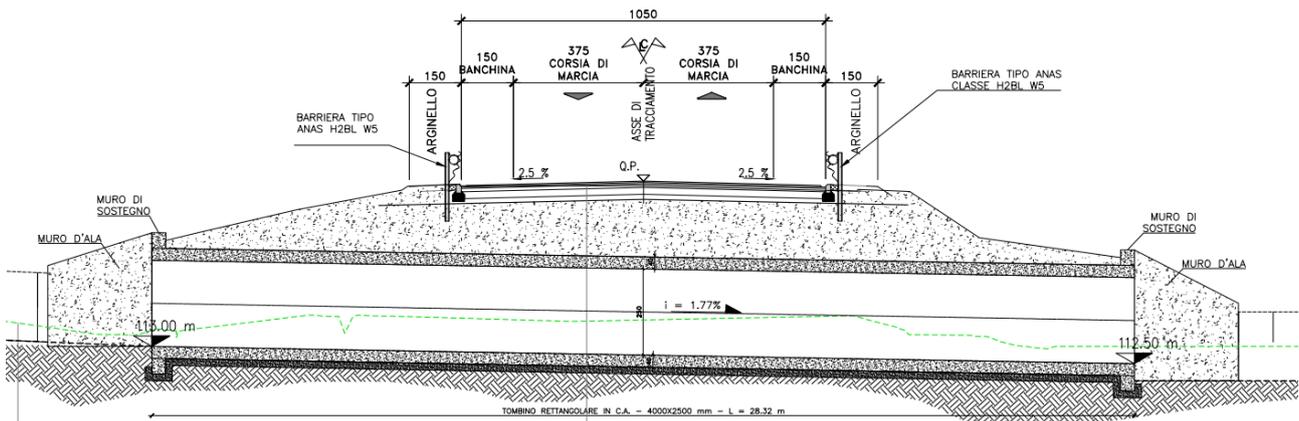


CA356

Relazione tecnica e di calcolo



Sezione trasversale - scatolare tipo TM_AP_19



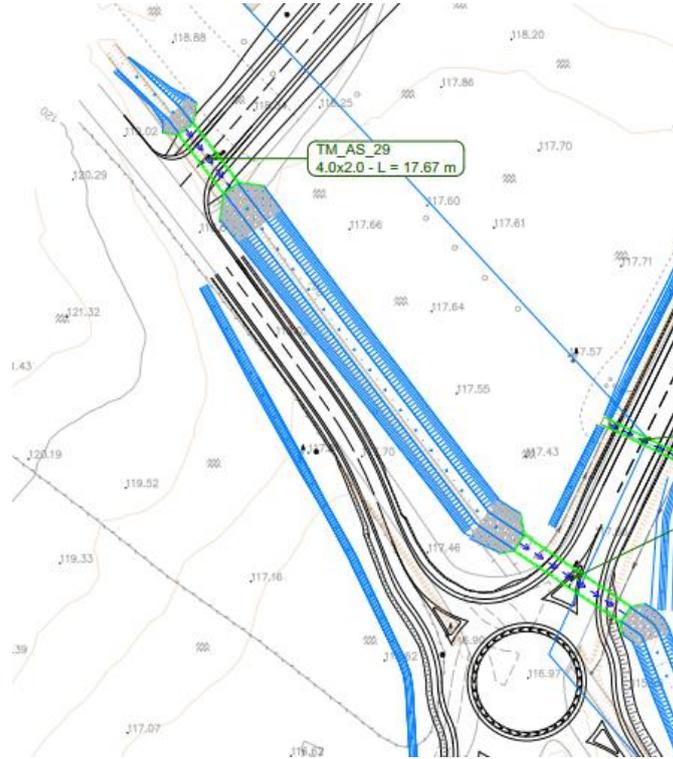
Sezione longitudinale - scatolare tipo TM_AP_19

S.S. 128 "Centrale Sarda"

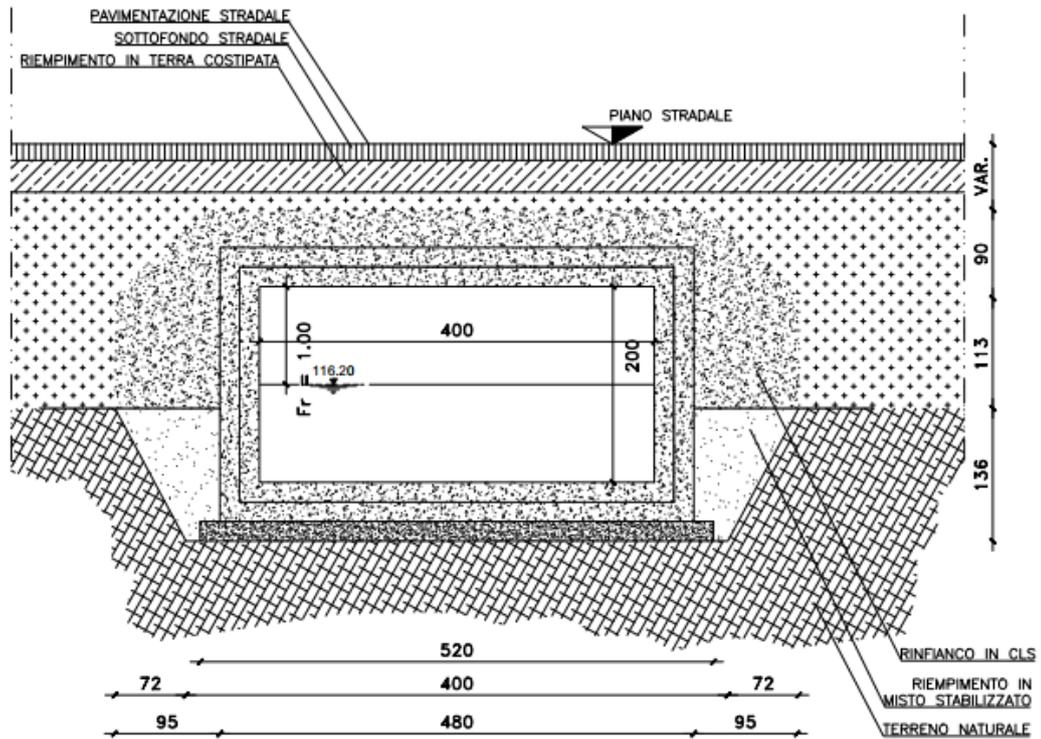
Lotto 0 bivio Monastir - bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

CA356

Relazione tecnica e di calcolo



Planimetria stradale - scatola tipo TM_AS_29



Sezione trasversale - scatola tipo TM_AS_29

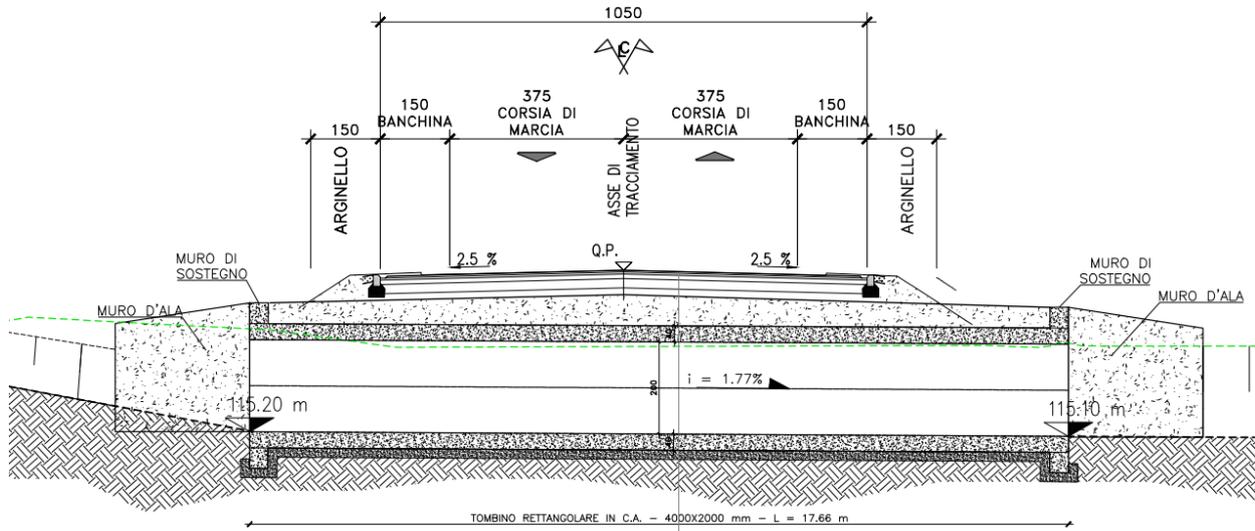
S.S. 128 "Centrale Sarda"

Lotto 0 bivio Monastir - bivio Senorbi
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

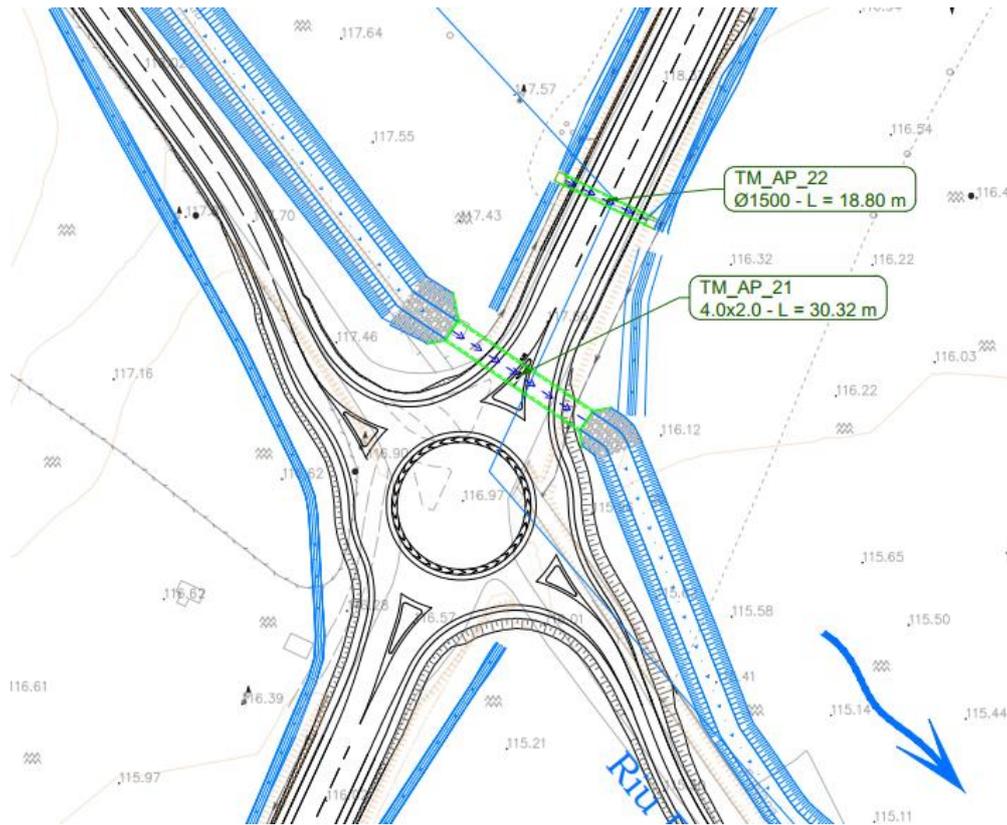


CA356

Relazione tecnica e di calcolo



Sezione longitudinale - scatolare tipo TM_AS_29



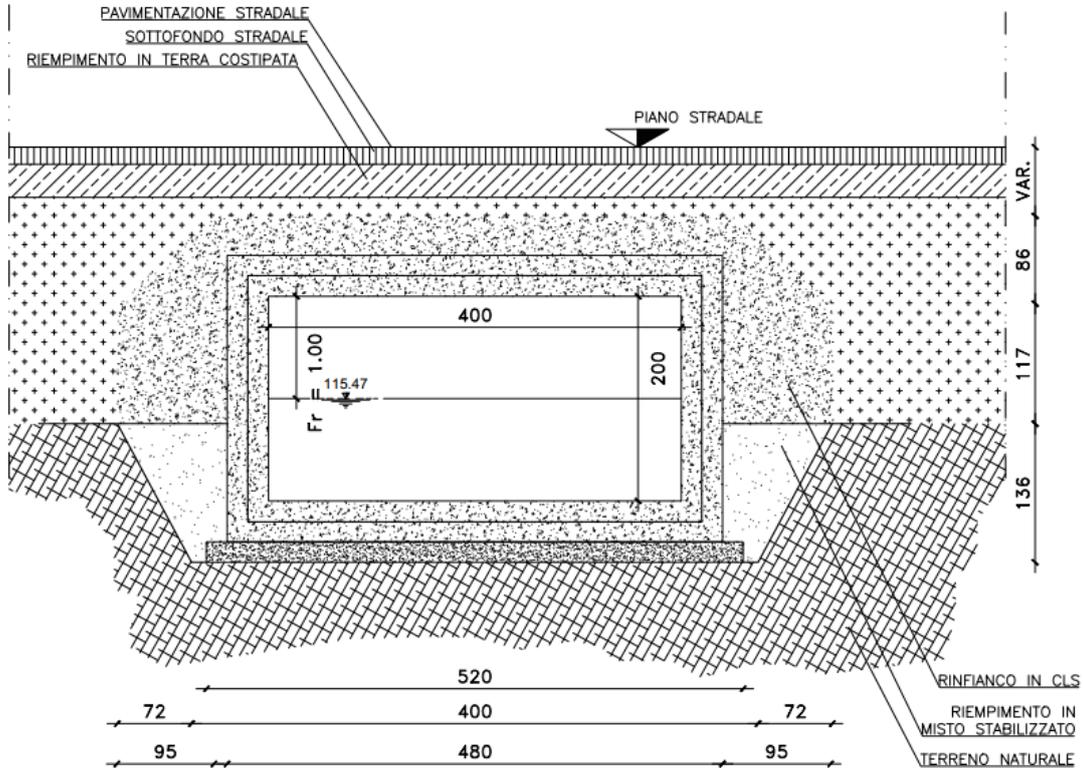
Planimetria stradale - scatolare tipo TM_AP_21

S.S. 128 "Centrale Sarda"

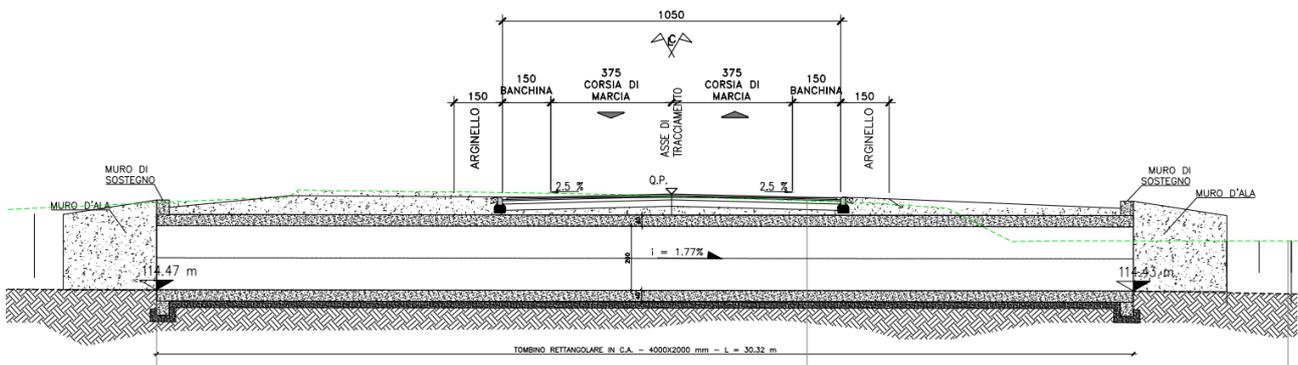
Lotto 0 bivio Monastir - bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

CA356

Relazione tecnica e di calcolo



Sezione trasversale - scatolare tipo TM_AP_21



Sezione longitudinale - scatolare tipo TM_AP_21

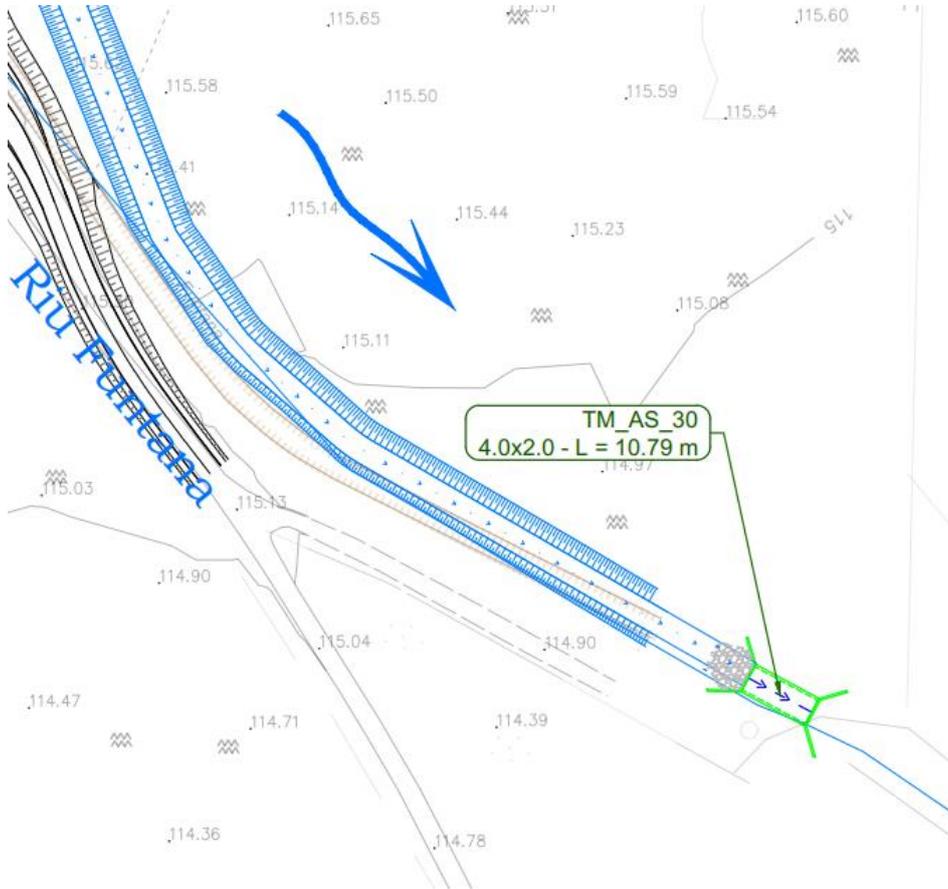
S.S. 128 "Centrale Sarda"

Lotto 0 bivio Monastir - bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

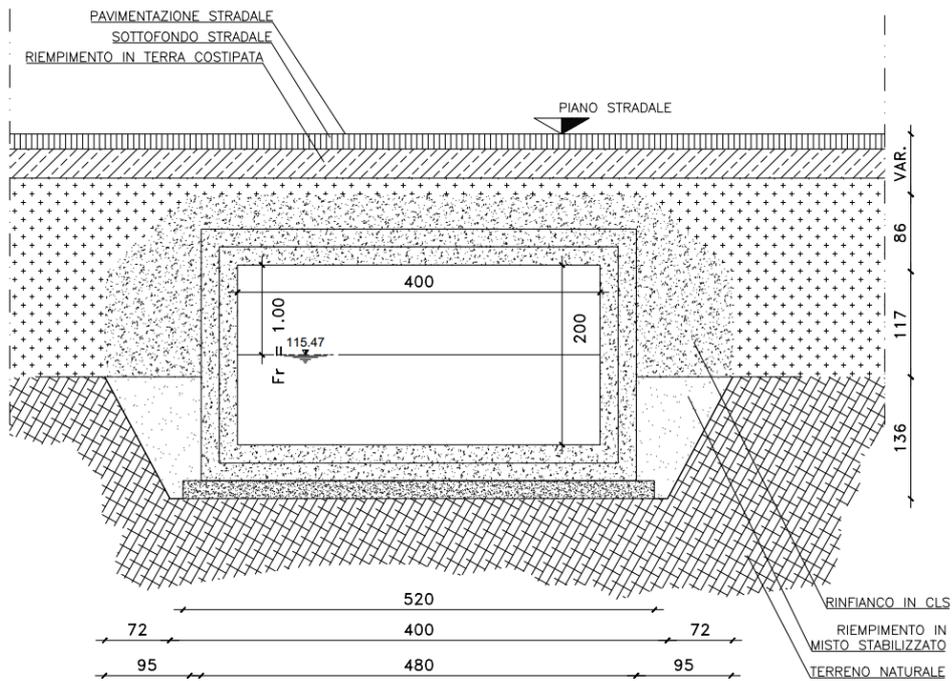


CA356

Relazione tecnica e di calcolo



Planimetria stradale - scatolare tipo TM_AS_30



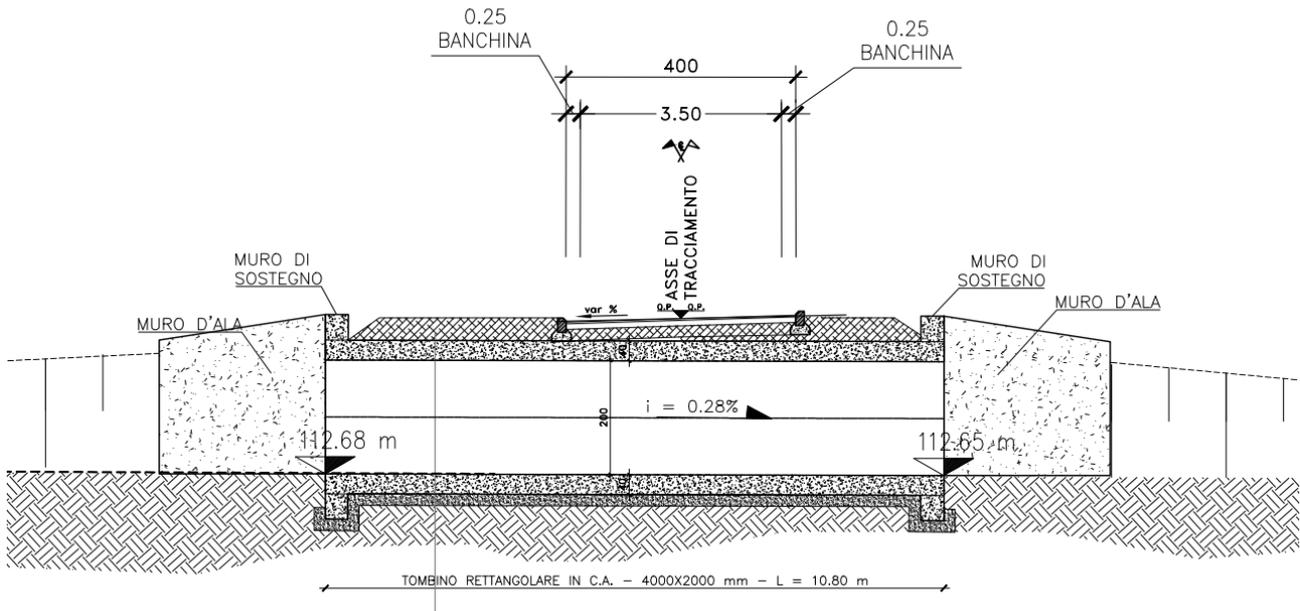
Sezione trasversale - scatolare tipo TM_AS_30

S.S. 128 "Centrale Sarda"

Lotto 0 bivio Monastir - bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

CA356

Relazione tecnica e di calcolo



Sezione longitudinale - scatolare tipo TM_AS_30



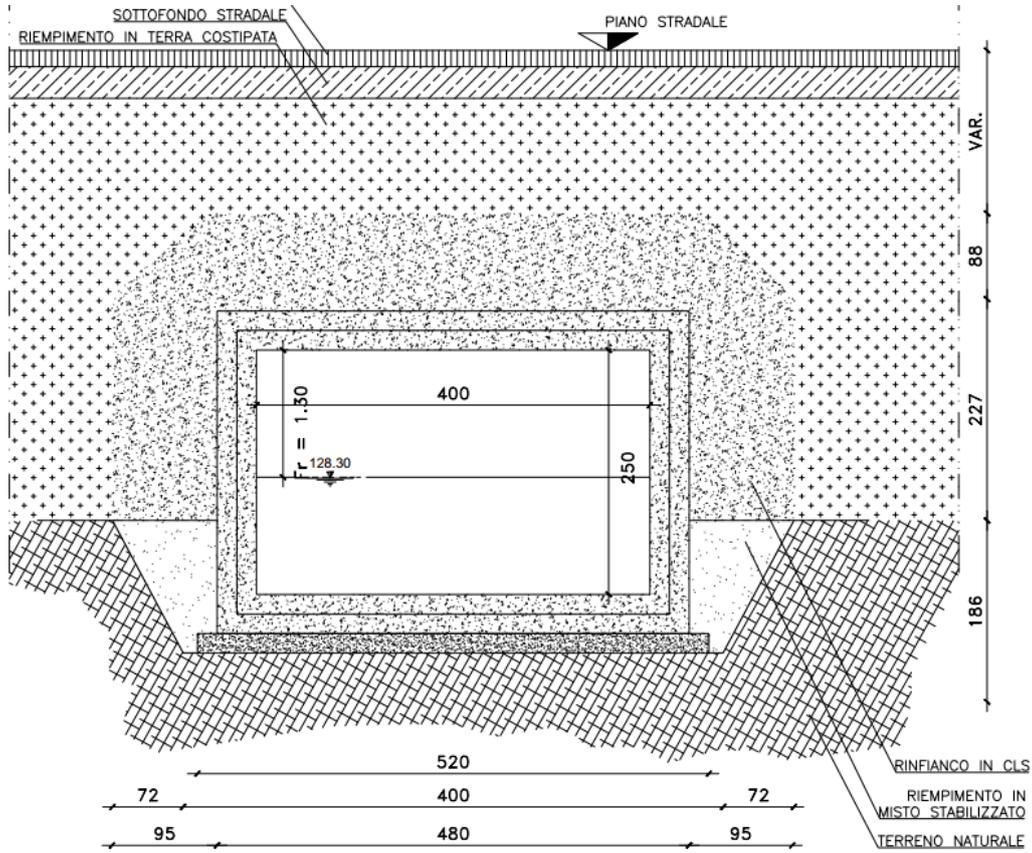
Planimetria stradale - scatolare tipo TM_AP_24

S.S. 128 "Centrale Sarda"

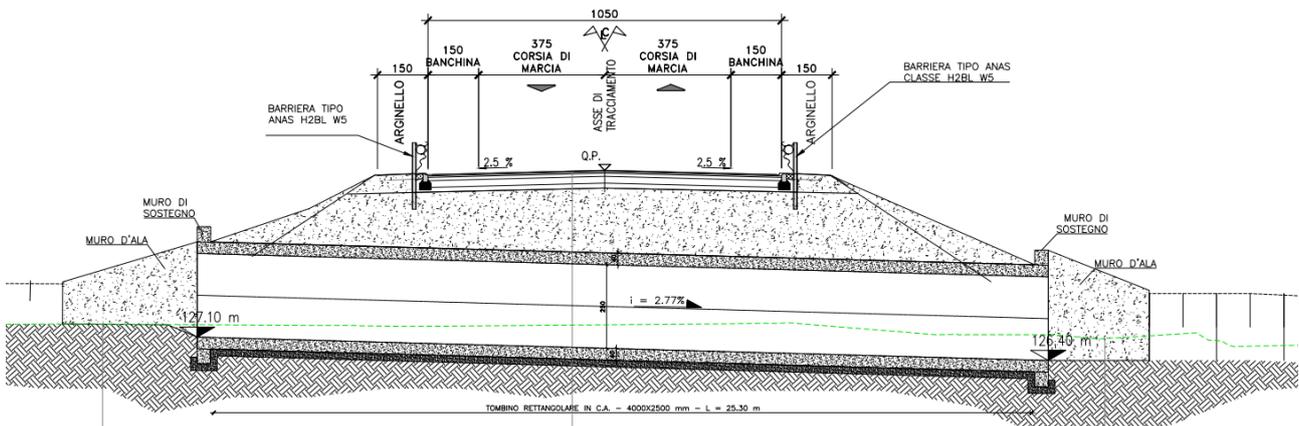
Lotto 0 bivio Monastir - bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

CA356

Relazione tecnica e di calcolo



Sezione trasversale - scatolare tipo TM_AP_24



Sezione longitudinale - scatolare tipo TM_AP_24

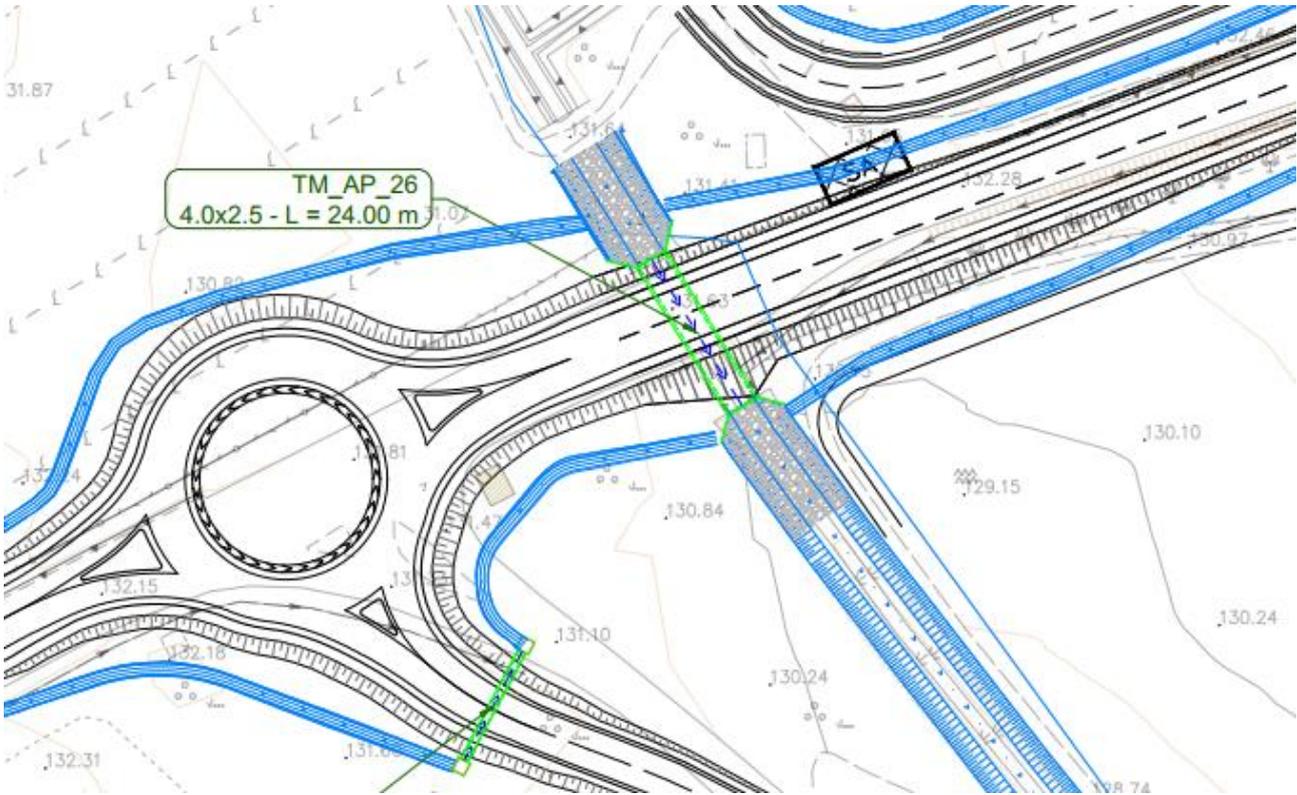
S.S. 128 "Centrale Sarda"

Lotto 0 bivio Monastir - bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

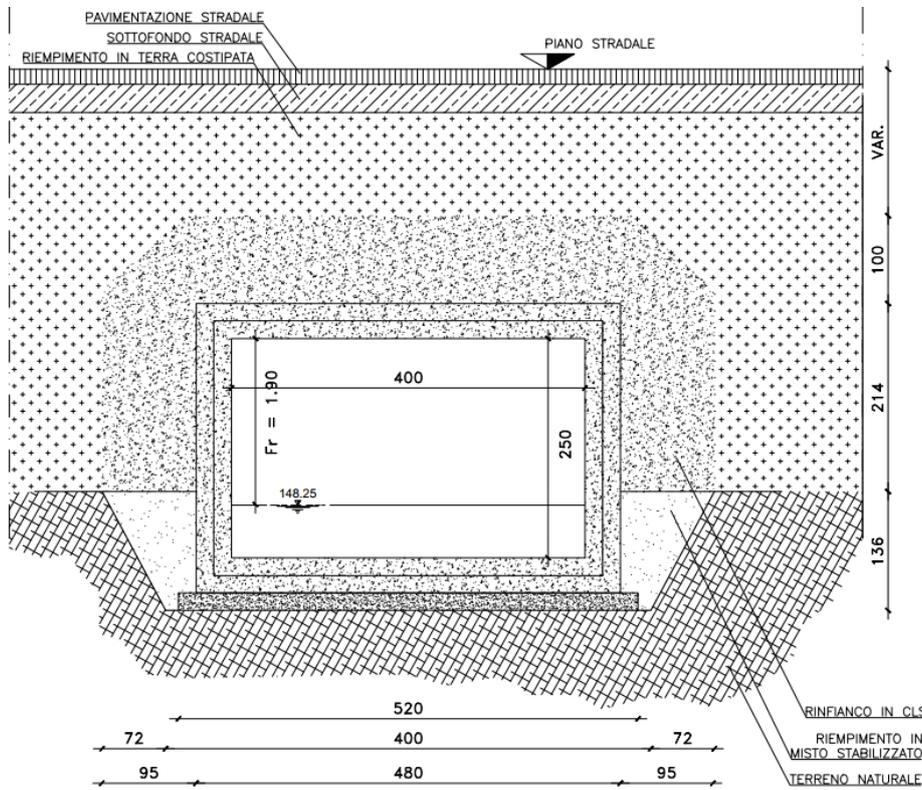


CA356

Relazione tecnica e di calcolo



Planimetria stradale - scatolare tipo TM_AP_26



Sezione trasversale - scatolare tipo TM_AP_26

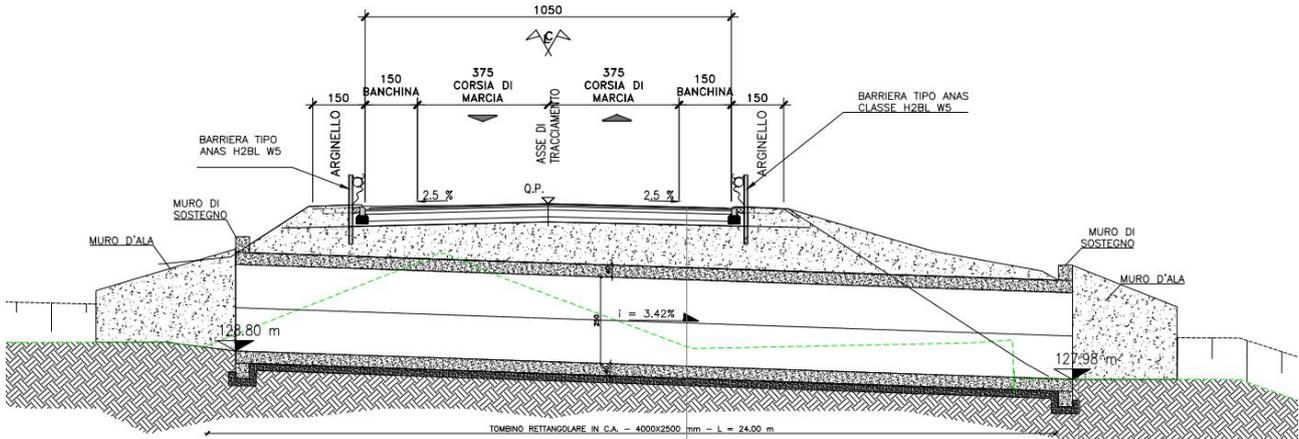
S.S. 128 "Centrale Sarda"

Lotto 0 bivio Monastir - bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

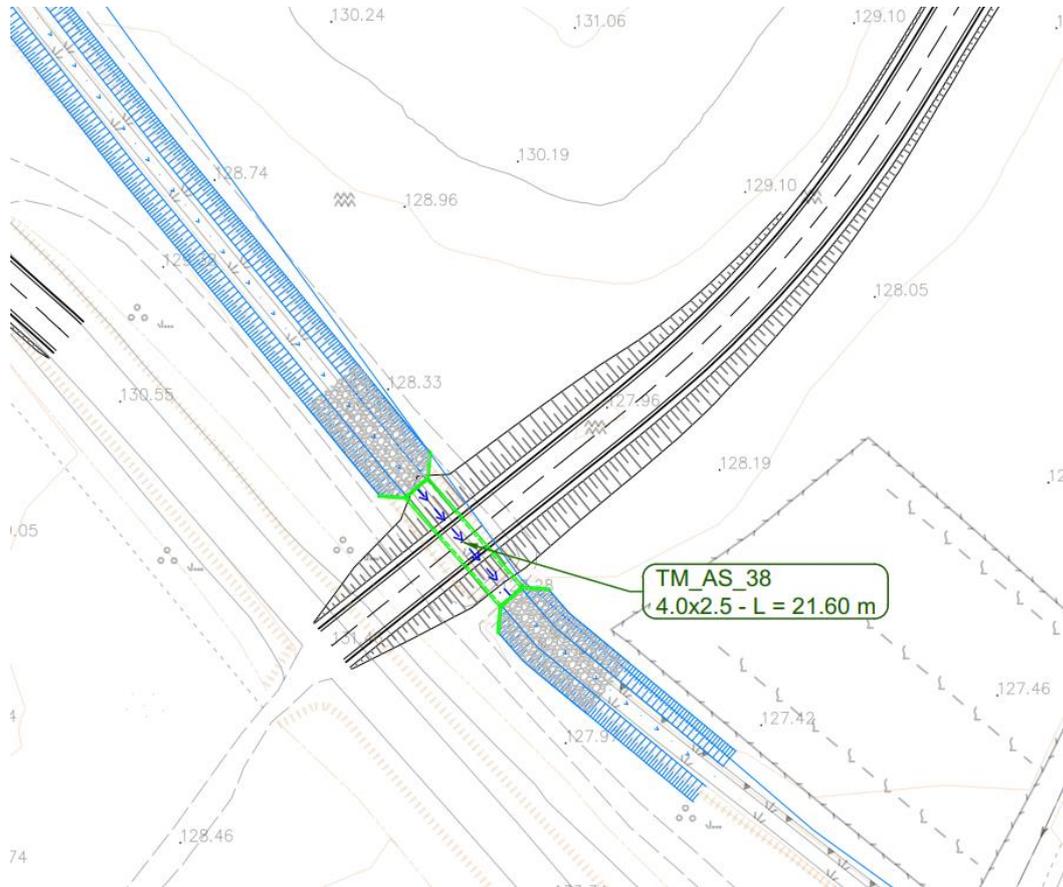


CA356

Relazione tecnica e di calcolo



Sezione longitudinale - scatolare tipo TM_AP_26



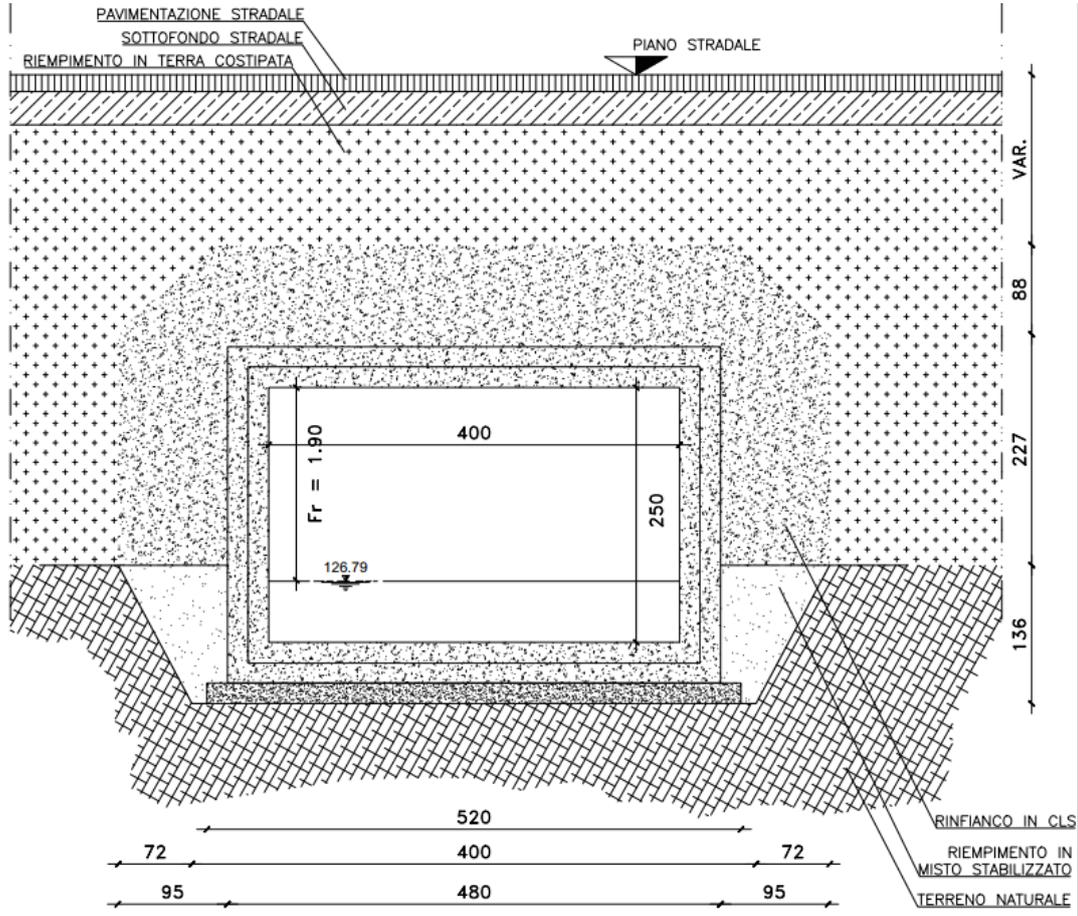
Planimetria stradale - scatolare tipo TM_AS_38

S.S. 128 "Centrale Sarda"

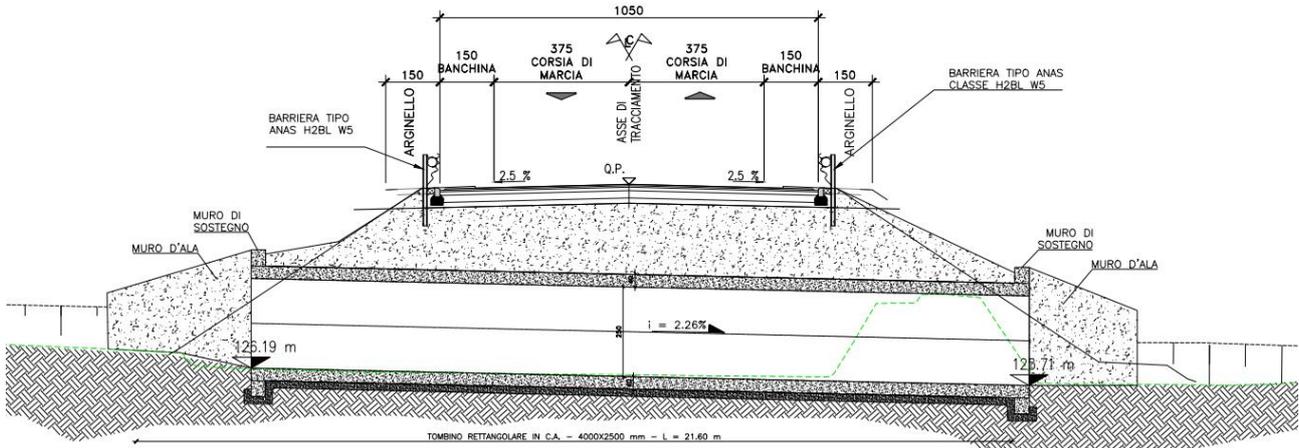
Lotto 0 bivio Monastir - bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

CA356

Relazione tecnica e di calcolo



Sezione trasversale - scatolare tipo TM_AS_38



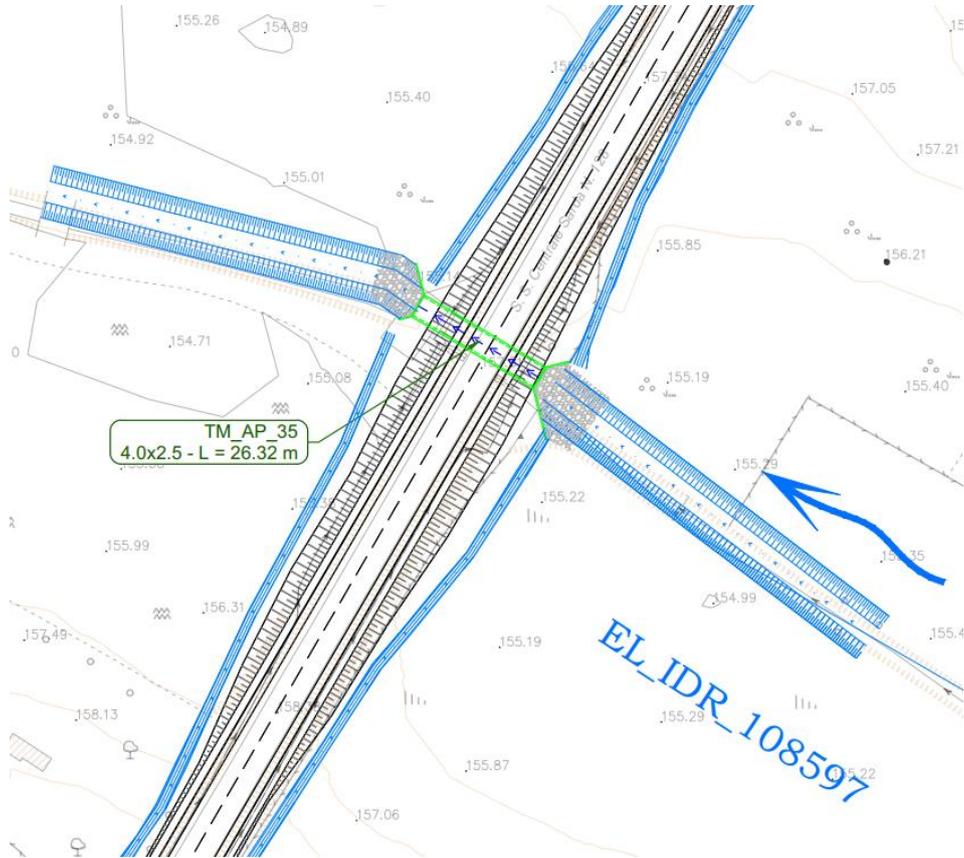
Sezione longitudinale - scatolare tipo TM_AS_38

S.S. 128 "Centrale Sarda"

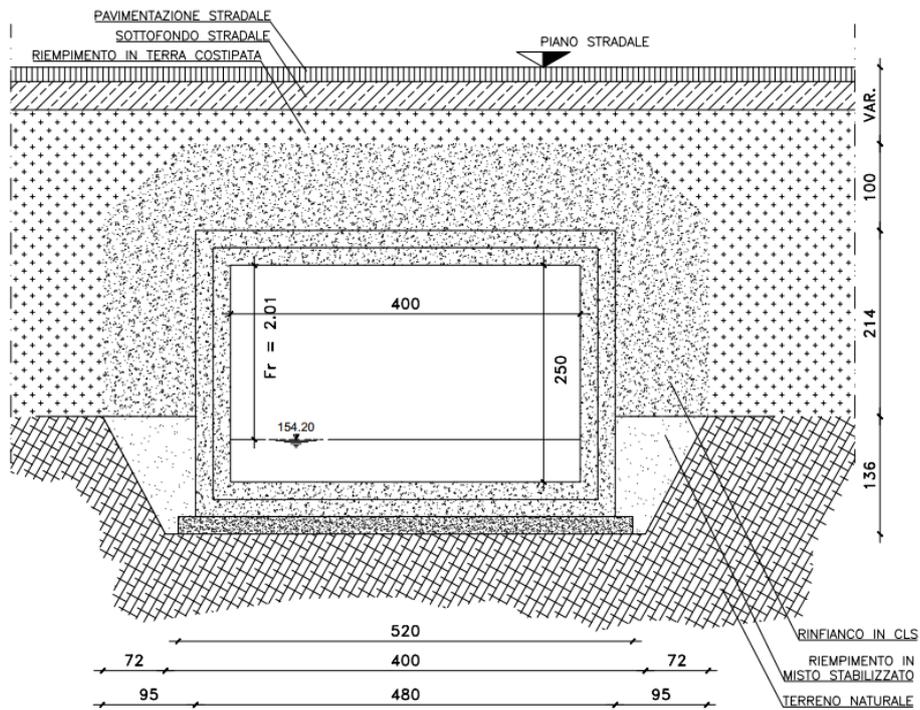
Lotto 0 bivio Monastir - bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

CA356

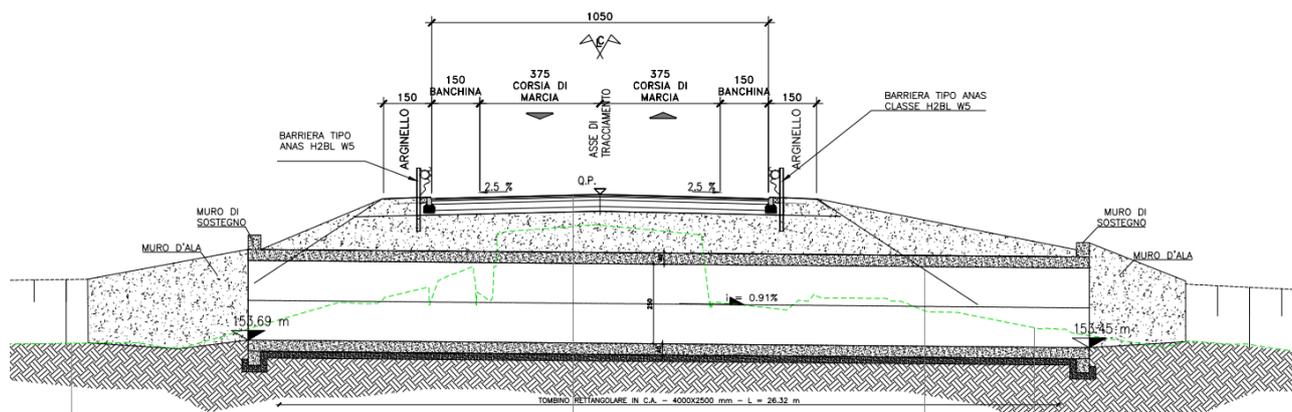
Relazione tecnica e di calcolo



Planimetria stradale - scatola tipo TM_AP_35



Sezione trasversale - scatola tipo TM_AP_35



Sezione longitudinale - scatolare tipo TM_AP_35

Si esegue un'analisi statica lineare dello scatolare su un modello bidimensionale composto da elementi shell, che descrive in dettaglio la struttura e i carichi ad essa applicati.

Per la determinazione del peso statico sulla soletta inferiore dovuto al livello idrico si è considerata la condizione di piena in corrispondenza di un tempo di ritorno $T_r=200$ anni. in cui si hanno le seguenti quote idriche (misurate all'estradosso della soletta superiore):

ID TOMBINO	QUOTA IDRICA
	m
TM_AP_14	2.48
TM_AP_15	2.20
TM_AP_19	1.50
TM_AS_29	1.40
TM_AP_21	1.40
TM_AS_30	1.40
TM_AP_24	1.70
TM_AP_26	2.30
TM_AS_38	2.30
TM_AP_35	2.41

L'analisi viene condotta tramite il software di calcolo Prosap ver.20.7.0, prodotto da 2si, nello spirito del metodo agli stati limite.

Una doverosa specificazione in merito all'uso del software riguarda l'approccio adottato per la modellazione. Il modello numerico realizzato considera la presenza del terreno circostante il tombino (laterale e superiore), solo attraverso la definizione delle azioni dei pesi (verticali) e delle spinte (laterali) sulla struttura del tombino. Solo il terreno inferiore, e la sua interazione con la soletta di

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

base del tombino, viene fisicamente modellato (con caratteristiche meccaniche di ogni stratigrafia) Tale modello, pertanto analogo a quello di una struttura in elevazione, non è in grado di considerare l'interazione del terreno al di sotto dell'opera con quello superiore. Questo aspetto risulta problematico in relazione alla verifica della portanza del terreno in quanto il programma rileverà il cedimento differenziale della porzione di terreno a contatto con la soletta di base rispetto al terreno circostante che, tuttavia, sarà soggetto circa allo stesso cedimento per effetto del peso del terreno di riporto sovrastante. Le verifiche di portanza in conseguenza a tale approccio potranno risultare non verificate. Ulteriormente vengono calcolati e riportati i cedimenti del terreno secondo le metodologie di seguito specificate. Anche in questo caso, data la metodologia di modellazione applicata, si evidenzia il fatto che non si tratterà di cedimenti differenziale del terreno sottostante il tombino rispetto a quello circostante in quanto anche lateralmente ad esso il terreno, a quella data quota, sarà soggetto circa ai medesimi carichi (terreno, pavimentazione stradale, sovraccarichi stradali), e pertanto potrà presentare circa gli stessi cedimenti. A completamento vengono riportate le verifiche per i muri di contenimento agli imbocchi dei profili utili alla realizzazione dei tombini sopra riportati.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Legislazione di carattere generale

Decreto Ministero delle Infrastrutture del 17.01.2018, di concerto con il Ministro dell'Interno e il Capo del Dipartimento di Protezione Civile, Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni".

Circ. Min. n°617 del 02/02/2009: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008";

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici STC, "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive", febbraio 2008.

2.2 Norme UNI

Tutte le Norme UNI richiamate nei D.M., Istruzioni, Circolari di cui si fa menzione e in particolare:
 UNI EN 197-1: "Cemento. Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni.
 UNI EN 206-1: "Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità".

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

UNI 11104-2016: "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".

2.3 Norme emanate dal C.N.R

CNR 10012: "Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni".

CNR 10024: "Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

2.4 Bibliografia

Migliacci – F. Mola: Progetto agli stati limite delle strutture in c.a. -Masson Italia Editori 1985

C. Cestelli Guidi: Geotecnica e tecnica delle fondazioni -Ulrico Hoepli Editore 1987

Bowles J.E. - Foundations Analysis and Design 4th edition -McGraw-Hill – New York, 1988

3. PROGRAMMA PER L'ANALISI AUTOMATICA

- PROSAP VER 20.7.0
- Spettri di risposta ver. 1.0.3 *Foglio Excel del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici per il calcolo degli spettri di risposta secondo le nuove NTC*

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza	C32/40		
Classe di esposizione	XC2 – XA1		
Classe di consistenza	S4		
Contenuto minimo di cemento	340 Kg/m ³		
Massimo rapporto a/c	0.50		
Copriferro	> 5 cm		
Diametro massimo inerte	25 mm		
Aggregati	Conformi alla UNI-ENI-12620		
Resistenza caratteristica a compressione cubica	R _{ck} = 40.00		N/mm ²

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Resistenza di esposizione	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20$	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20$	N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33642.78$	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^2 = 3.10$	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctd} = 0.70 \times f_{ctm} = 2.17$	N/mm ²

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C =$	18.81 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctm} / \gamma_C =$	1.45 N/mm ²

Stato Limite di esercizio

Tensione max di compressione - Comb. Rara	$\sigma_c < 0.60 f_{ck} =$	19.92 N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck} =$	14.94 N/mm ²

4.1 Calcestruzzo magro per sottofondazioni

Classe di resistenza	C12/15
Classe di esposizione	X0

4.2 Acciaio ordinario per armatura lenta B 450C

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	$f =$	540.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	$f_{yk} =$	450.00	N/mm ²

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s =$	391.30	N/mm ²

Stato Limite di Esercizio

Tensione max di trazione	$\sigma_s < 0.80 \times f_{yk} =$	360.00	N/mm ²
--------------------------	-----------------------------------	--------	-------------------

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La trattazione completa della situazione geotecnica in prossimità delle opere in oggetto è riportata nella Relazione Geotecnica allegata al Progetto. Di seguito si riportano i parametri geotecnici caratteristici delle varie unità presenti in sito lungo il tracciato.

Nel caso in oggetto, il dimensionamento tiene conto di due strati differenti: a tergo dell'opera si considera come terreno spingente il terreno da rilevato stradale in materiale con elevate capacità drenanti, con elementi lapidei di varia natura e materiali di riporto.

Mentre alla base dell'opera si ritrova normalmente un terreno assimilabile a Ghiaia da media a grossa in matrice limosa sabbiosa o limosa argillosa, da sciolta a mediamente addensata. Gli elementi lapidei sono poligenici, da centimetrici a decimetrici, da arrotondati a sub-arrotondati. La frazione limosa argillosa è di colore variabile dal beige al marrone, da molle a mediamente consistente.

La falda risulta profonda rispetto al piano fondazione e quindi non incide sul dimensionamento dell'opera.

L'interazione terreno-struttura è stata considerata schematizzando il terreno come un mezzo alla Winkler assimilandolo ad un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti.

Il coefficiente di reazione del terreno K_s [kN/m³] è calcolato come rapporto tra il carico unitario medio p [kPa] e il cedimento totale S_t [m] della fondazione in progetto, opportunamente valutato.

Nel caso in esame il valore del coefficiente di reazione del terreno, K_s è stato assunto pari a 10000 kN/m³, con valutazione degli effetti per variazioni della costante di $\pm 50\%$ del valore.

$$K_s = \frac{p}{S_t}$$

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Il coefficiente di spinta a riposo dei terreni considerati è stato calcolato secondo il procedimento dell'equilibrio limite di Rankine:

$$K_0 = 1 - \sin\phi \quad (\text{spinta a riposo})$$

I valori dei coefficienti di spinta attiva (K_a) sono stati calcolati secondo la relazione di Coulomb, il quale permette di considerare l'eventuale dell'angolo di attrito terreno-paratia (δ).

La relazione di Coulomb per il calcolo del coefficiente di spinta attiva, con le condizioni assunte, è la seguente:

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2\varphi \cdot \sin(\psi - \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\psi - \varphi) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right)^2} \quad (\text{spinta attiva})$$

Dove: ϕ = angolo d'attrito del terreno;
 ψ = inclinazione del paramento di monte del muro (90°);
 δ = angolo d'attrito lungo la superficie di rottura;
 ε = inclinazione del pendio a monte.

6. AZIONE SISMICA DI PROGETTO

6.1 Parametri sismici

Il presente progetto è stato redatto considerando per gli stati limite di esercizio lo stato Limite di Danno e per gli stati limite ultimi lo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito dipende dal periodo di riferimento considerato per la definizione dell'azione sismica.

Si ritiene di attribuire alla infrastruttura in progetto una vita nominale $VN \geq 50$ anni nonché una Classe d'Uso IV.

Il coefficiente d'uso vale $CU = 2$.

Pertanto il periodo di riferimento per l'azione sismica vale:

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2 = 100 \text{ anni}$$

Le forme spettrali previste sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F^0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori dei parametri a_g , F^0 , T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti di seguito.

I parametri sismici di base sono stati calcolati nella relazione di caratterizzazione sismica.

Si riportano di seguito i parametri per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno stato limite, per una vita di riferimento di $V_R=100$ anni:

Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLD	232	0.025	2.710	0.304
SLV	2185	0.05	2.927	0.355

In assenza di analisi specifiche di risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata mediante la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

S_S =coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab.3.2.IV);

S_T = coefficiente di amplificazione topografica (Tab.3.2.V);

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido (si veda tabella precedente).

In base alle condizioni topografiche presenti in sito ($T1$ = superficie pianeggiante o pendii e rilievi isolati con inclinazione media ≤ 15), nelle verifiche sismiche è stato utilizzato il seguente valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T (cfr. Tabella 3.2.V NTC. 17/01/18):

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Categoria topografica	S_T
T1	1.0

Per ciascuna opera viene identificata, tra quelle disponibili, la caratterizzazione geotecnica del suolo maggiormente attendibili mediante il principio della minima distanza tra la collocazione dell'opera e la posizione delle indagini. Nella tabella seguente per ciascuna opera è indicata l'ispezione di riferimento da cui sono state modellate le stratigrafie del terreno nel modello di calcolo. Nel caso in cui la più vicina indagine geotecnica risulta non caratterizzare adeguatamente il terreno (è il caso dei pozzetti - PZ - di ispezione che arrivano fino ai 2 metri di profondità) si è allora proceduto ad integrare, per gli strati inferiori, con la stratigrafia derivante dalla prova geotecnica direttamente più vicina in grado di descrivere gli strati inferiori.

Il primo metro in profondità, direttamente sotto la fondazione del tombino, viene considerato avente stratigrafia "ghiaia e sabbia compatta"

La categoria di suolo (NTC2018) viene ricavata dalle Tavole di Zonazione Sismica. Si assumono dunque i seguenti valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica S_s (cfr. Tabella 3.2.IV del D.M. 17/01/18), coi cui viene ricavata l'accelerazione massima per ogni sito, riportata anch'essa in tabella.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

OPERA	ID INDAGINE	CAT. SUOLO	S_S (SLV)	S_S (SLD)	$a_{g,max}$ (SLV)	$a_{g,max}$ (SLD)
TM_AS_06	PZ08D, S12D_PZ	C	1.5	1.5	0.075	0.0375
TM_AS_04	S06D	B	1.2	1.2	0.06	0.03
TM_AP_03	S04D-PZ	C	1.5	1.5	0.075	0.0375
TM_AS_03	S04D-PZ	C	1.5	1.5	0.075	0.0375
TM_AP_01	PZ01D,S01D-DH	B	1.2	1.2	0.06	0.03

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

6.2 Analisi pseudostatiche

Nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso del volume di terreno W considerato. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi mediante dei coefficienti di proporzionalità diretta denominati coefficienti sismici orizzontale e verticale e indicati con k_h e k_v rispettivamente. I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni (§ 7.11.6.2.1 NTC 17.01.2018):

$$\begin{array}{l}
 F_h = k_h \cdot W \\
 F_v = k_v \cdot W
 \end{array}
 \quad \text{con} \quad
 \begin{array}{l}
 k_h = \beta \cdot a_{\max} / g \\
 k_v = \pm 0.5 \cdot k_h
 \end{array}$$

dove:

- a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità;
- β = coefficiente di riduzione di a_{\max}

Il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m da utilizzare nel caso specifico risulta unitario, come previsto al punto 7.11.6.2.1 delle NTC 2018 per le strutture non libere di subire spostamenti relativi rispetto al terreno. Considerando il valore del coefficiente di riduzione pari a:

- $\beta = 1.0$ [-] Coefficiente per strutture che non possono subire spostamenti relativi rispetto al terreno

Ne consegue che i valori k_v e k_h risultano pari, rispettivamente, al $a_{g\max}$ e $0.5 a_{g\max}$ riportati nella tabella precedente agli SLD e agli SLV.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

7. CRITERI DI VERIFICA

7.1 Stato limite ultimo

7.1.1 Verifica per sollecitazioni di presso/tenso-flessione

Come previsto dal DM 17.01.2018 al § 4.1.2.3.4.2 con riferimento alla generica sezione la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \leq M_{Ed}$$

$$\mu_{\phi} = \mu_{\phi}(N) \geq \mu$$

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

7.1.2 Verifica per sollecitazioni taglianti

Per la verifica a sollecitazione tagliente si esegue dapprima la verifica degli elementi senza armature resistenti a taglio, secondo quanto previsto dal Ministero delle Infrastrutture nel D.M. 17.01.2018 al punto 4.1.2.3.5.1.

Indicato con V il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica controllando che risulti:

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{100 \cdot \rho_{\ell} \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

dove:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con } d \text{ altezza utile della sezione espressa in mm}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$\rho_{\ell} = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 \quad \text{con } b_w \text{ larghezza minima della sezione espressa in mm}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad elementi provvisti di armature resistenti a taglio secondo quanto previsto al punto 4.1.2.3.5.2 del già citato D.M.17/01/2018

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio-compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \vartheta}{1 + \text{ctg}^2 \vartheta}$$

La resistenza a taglio dell'elemento strutturale è la minore delle due sopra definite:

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

Nelle precedenti espressioni, i nuovi parametri, introdotti rispetto al caso di elementi sprovvisti di armatura a taglio, assumono il seguente significato:

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

ϑ	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento con la limitazione $1.0 \leq \text{ctg}\vartheta \leq 2.5$
α	inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento
A_{sw}	area dell'armatura trasversale
s	interasse tra due armature trasversali consecutive
$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
α_c	coefficiente maggiorativi pari a:
	1 per membrane non compresse
	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \times f_{cd}$
	1.25 per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \times f_{cd}$
	$2.5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Le armature longitudinali devono essere dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali ottenute traslando il diagramma dei momenti flettenti di

$$a_1 = (0,9 \cdot d \cdot \text{ctg}\theta) / 2$$

lungo l'asse della trave, nel verso meno favorevole

7.2 Stato limite d'esercizio

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa

Calcestruzzo compresso:

Combinazione rara $\alpha_c < 0.60 \times f_{ck}$ per cls $R_{ck} 40 \rightarrow \sigma_c < 19.92 \text{ N/mm}^2$

Combinazione quasi permanente $\alpha_c < 0.45 \times f_{ck}$ per cls $R_{ck} 40 \rightarrow \sigma_c < 14.94 \text{ N/mm}^2$

Acciaio teso:

Combinazione rara $\alpha_s < 0.80 \times f_{yk}$ per acciaio B450 $\rightarrow \sigma_s < 360.0 \text{ N/mm}^2$

Prima di procedere alle verifiche a fessurazione è necessario definire delle apposite combinazioni di carico ed effettuare una valutazione relativa al grado di protezione delle armature metalliche contro la corrosione (in termini di condizioni ambientali e sensibilità delle armature stesse alla corrosione).

Si distinguono i seguenti casi:

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Combinazioni di azioni:

- Frequente (indicata con FR);
- Quasi Permanente (indicata con QP)

Condizioni ambientali: o Ordinarie;

- Aggressive;
- Molto Aggressive.

Sensibilità delle armature alla corrosione: o Sensibili (acciai da precompresso);

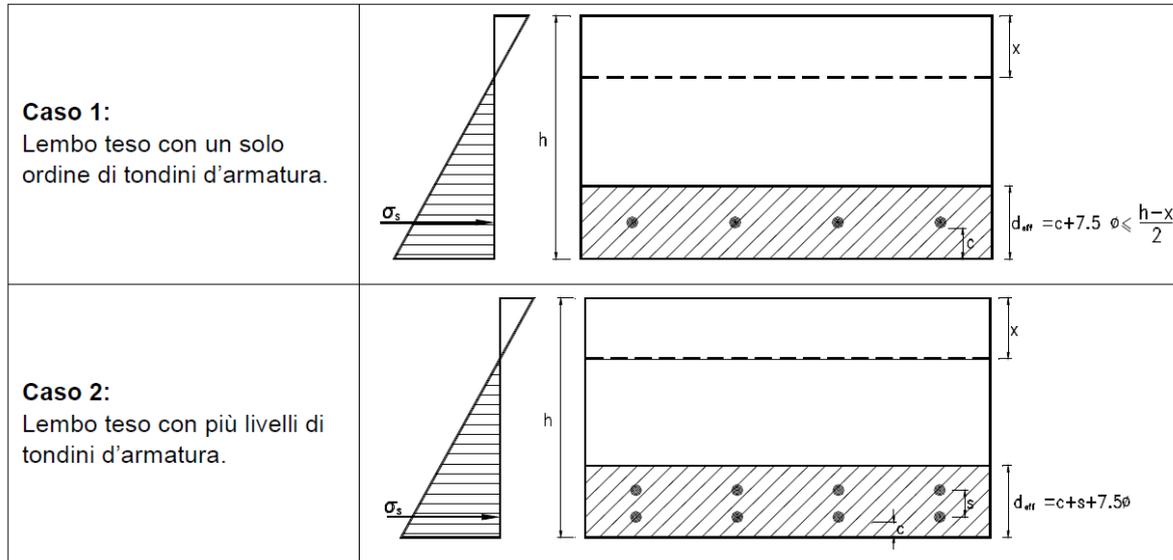
- Poco sensibili (acciai ordinari).

Come criteri di scelta dello stato limite di fessurazione si fa riferimento alla tabella di seguito riportata.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi perman.	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

7.2.1 Valutazione della distanza media fra le fessure

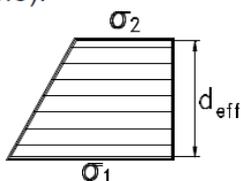
Si definisce l'area efficace A_{ceff} come l'area di calcestruzzo entro la quale la barra di acciaio può effettivamente influenzare l'apertura della fessura. In base alle indicazioni riportate nella Circ. Min. LL.PP. n°252, si definisce l'altezza efficace con riferimento agli schemi di seguito riportati.



La distanza media tra le fessure, per la condizione di fessurazione stabilizzata in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace, è data da:

dove:

- c = ricoprimento dell'armatura (copriferro netto);
- s = distanza tra le barre d'armatura; se $s > 14 \cdot \phi$ si adatterà $s = 14 \cdot \phi$;
- ϕ = diametro della barra;
- k_2 = coefficiente che caratterizza l'aderenza del cls alla barra, a cui si assegnano i seguenti valori:
 - 0.4 per barre ad aderenza migliorata;
 - 0.8 per barre lisce.
- k_3 = coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione, in base al seguente prospetto:
 - 0.125 (caso di diagramma triangolare di flessione e pressoflessione);
 - 0.250 (caso di trazione pura);
 - $0.25 \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2 \cdot \sigma_1}$ (caso di trazione eccentrica o in cui si consideri una sola parte della sezione):



- σ_1, σ_2 = trazione nel cls teso;
- $\rho_r = A_s / A_{ceff}$ = rapporto geometrico d'armatura (con A_s = area della sezione di acciaio posta nell'area A_{ceff}).

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

7.2.2 Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura

La deformazione media delle barre d'armatura ξ_{sm} è valutata secondo la seguente espressione che tiene conto del contributo del calcestruzzo teso che la circonda:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

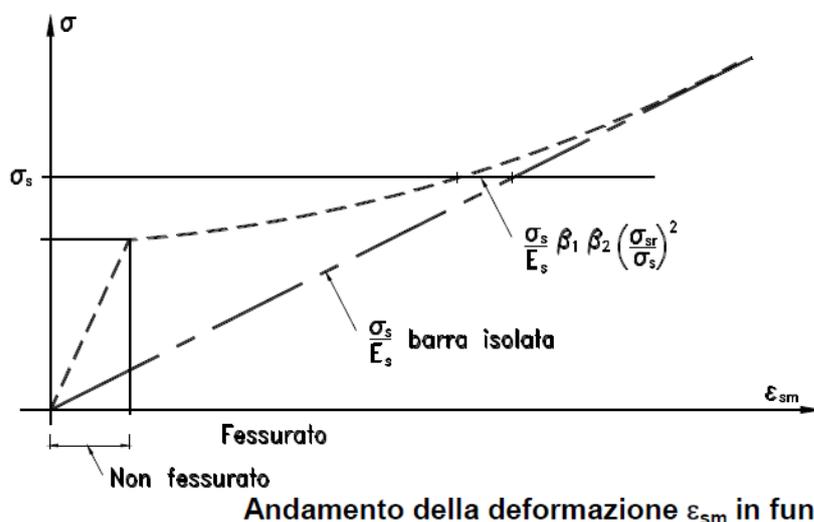
dove:

- σ_s = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata;
- σ_{sr} = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza media a trazione f_{ctm} nella fibra di cls più sollecitata in sezione interamente reagente, compresa nell'area efficace.
- β_1 = coefficiente rappresentativo dell'aderenza acciaio-cls, che assume i valori:
 - 1.0 (caso di barre ad aderenza migliorata);
 - 0.5 (caso di barre lisce).
- β_2 = coefficiente che tiene conto delle condizioni di sollecitazione:
 - 1.0 (caso della prima applicazione di una forza di breve durata);
 - 0.5 (caso di azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute).
- E_s = modulo elastico dell'acciaio delle barre di armatura.

In pratica si tratta di trovare i valori dell'azione assiale N e del momento flettente M (che stiano nello stesso rapporto delle sollecitazioni della combinazione di carico considerata) che portano il calcestruzzo

teso della sezione completamente reagente a lavorare al suo limite. Una volta valutati, si opera la verifica della sezione parzializzata e si ricava il valore dello sforzo nell'acciaio teso.

Nella figura seguente si propone il diagramma della deformazione ξ_{sm} in funzione della tensione σ_s .



7.2.3 Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio di calcolo)

L'ampiezza media delle fessure è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ξ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$W_m = \xi_{sm} * \Delta_{sm}$$

Si ricava quindi il valore di calcolo di apertura delle fessure, da confrontare con i valori nominali w_1 , w_2 e w_3 riportati precedentemente:

$$W_d = 1.7 * W_m$$

7.2.4 Ampiezza delle fessure

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura poco sensibile	
			Stato Limite	w_d
b	Aggressive (XC4)	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
		Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

7.3 Metodologia per il calcolo dei muri

Le verifiche dei muri sono condotte secondo il metodo degli Stati Limite, come prescritto dalle "Norme tecniche sulle costruzioni" del 17 gennaio 2018.

Si eseguono verifiche agli stati limite ultimi, con lo scopo di verificare la sicurezza delle opere, e agli stati limite di esercizio, necessarie per verificare che i cedimenti attesi siano compatibili con la

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

funzionalità dei vari elementi e che i tassi di lavoro all'interno delle strutture garantiscano i livelli prestazionali richiesti per tutto il periodo di vita utile delle opere.

Sono effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):

- stabilità globale del complesso muro-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno; - ribaltamento;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza nelle strutture in c.a.

Per ogni stato limite considerato si accerta che sia soddisfatta la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed e Rd rappresentano rispettivamente le sollecitazioni e le resistenze di progetto.

In accordo con le NTC 2018 le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) delle opere in oggetto sono effettuate secondo l'Approccio 2, applicando le seguenti combinazioni di carico (dove il segno '+' in ossequio alla normativa ha il significato di 'combinato con'):

- Combinazione 1: A1 + M1 + R3

Per la verifica di stabilità globale si utilizza la combinazione combinazione 2 dell'approccio 1:

- Combinazione 2 (app.1): A2 + M2 + R2

I set di fattori di sicurezza parziali sulle azioni (A1, A2), sui parametri geotecnici (M1, M2) e sulle resistenze (R2, R3) sono riportati rispettivamente nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC 2018.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

7.4 Verifiche geotecniche

7.4.1 Verifiche a ribaltamento

Per la verifica a ribaltamento del muro si valutano il momento stabilizzante e quello ribaltante, controllando che il rapporto tra i due sia maggiore di $\gamma_R = 1.15$ (come da Tabella 6.5.I delle NTC 2018):

$$F_S = \frac{M_{STAB}}{M_{RIB}} = \frac{\sum_i \alpha_i \cdot N_i \cdot b_{i-ORIZ(O)}}{\sum_i \beta_i \cdot V_i \cdot b_{i-vert}} \geq \gamma_R$$

dove:

- α_i = coefficiente di combinazione della forza N_i ;
- N_i = forza verticale;
- $b_{i-ORIZ(O)}$ = braccio della forza verticale rispetto al centro di rotazione;
- β_i = coefficiente di combinazione della forza V_i ;
- V_i = forza orizzontale;
- b_{i-vert} = braccio della forza orizzontale rispetto al centro di rotazione.

7.4.2 Verifiche a scorrimento

Nelle verifiche a scivolamento si valutano i valori delle forze verticali (contributi resistenti) e delle forze orizzontali (forze di scorrimento) e si verifica che la seguente espressione risulti maggiore di $\gamma_R = 1.1$ (come da Tabella 6.5.I delle NTC 2018):

$$F_S = \frac{T_{RES}}{T_{SOLL}} = \frac{\mu \cdot \sum_i \alpha_i \cdot N_i}{\sum_i \beta_i \cdot V_i} \geq \gamma_R$$

dove:

- μ = coefficiente di attrito terreno/fondazione (posto pari alla tangente dell'angolo d'attrito del terreno di fondazione);
- α_i = coefficiente di combinazione della forza N_i ;
- N_i = forza verticale;
- β_i = coefficiente di combinazione della forza V_i ; V_i = forza orizzontale.

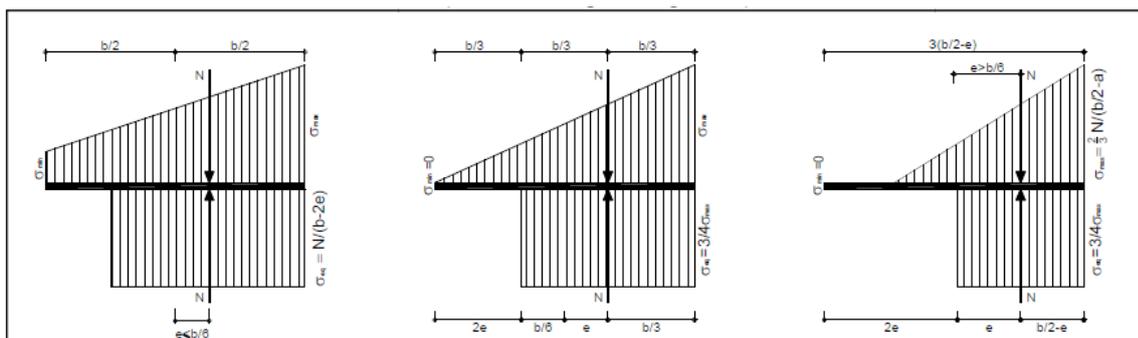
7.4.3 Verifiche di capacità portante della fondazione

La verifica di capacità portante della fondazione di un muro è verificata se il rapporto tra la pressione limite e la pressione equivalente sul terreno risulta maggiore di $\gamma_R = 1.4$ (come da Tabella 6.5.I delle NTC 2018):

$$F_S = \frac{q_{lim}}{\sigma_{Sd}} \geq \gamma_R$$

dove: σ_{Sd} = pressione equivalente sul terreno;
 q_{lim} = pressione limite della fondazione, calcolata secondo Brinch-Hansen.

Il calcolo della pressione equivalente di contatto si rende necessario per poter confrontare gli sforzi sollecitanti nel terreno (non necessariamente uniformi) con la pressione limite ottenuta dalle formule di capacità portante (che è invece inevitabilmente uniforme). Il procedimento usualmente seguito nel progetto delle fondazioni, ampiamente documentato in letteratura, si basa sulla valutazione dell'eccentricità delle sollecitazioni cui consegue una ridistribuzione uniforme delle sollecitazioni stesse su una fondazione di dimensioni ridotte (si veda la Figura seguente).



Pressione di contatto equivalente in funzione dell'eccentricità dei carichi applicati alla fondazione

La capacità portata della fondazione è stata calcolata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen per le fondazioni superficiali; poiché la fondazione ed il piano campagna risultano orizzontali, si sono trascurati i corrispondenti fattori correttivi. Il carico limite è pertanto fornito dalla seguente espressione:

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$$

dove: γ' = peso specifico terreno di fondazione (sommerso, se in presenza di falda);
 B = larghezza equivalente della fondazione (in presenza di carichi eccentrici);

c' = coesione del terreno di fondazione;
 q' = sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione;
 N_{γ}, N_c, N_q = coefficienti di capacità portante;
 s_{γ}, s_c, s_q = coefficienti di forma;
 i_{γ}, i_c, i_q = coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali;
 d_c, d_q = coefficienti dipendenti dalla profondità del piano di posa.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Di seguito vengono riepilogate le espressioni utilizzate per determinare la larghezza equivalente della fondazione, l'entità sovraccarico e i valori dei diversi coefficienti.

- *Larghezza equivalente della fondazione:*

$$B = B_R - 2 \cdot \frac{M}{N}$$

dove: B_R = larghezza reale della fondazione;
 M = momento risultante sulla fondazione;
 N = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione.

- *Sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione:*

$$q' = \gamma_t \cdot D$$

dove: γ_t = peso del terreno di ricoprimento;
 D = profondità del piano di posa della fondazione.

- *Coefficienti di capacità portante:*

$$N_q = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi')$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione.

- *Coefficienti di forma (per $B < L$):*

$$s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')}$$

$$s_q = s_\gamma$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')}$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);
 L = lunghezza della fondazione, cautelativamente assunta pari a $5 \cdot B$ per tutti i muri (fondazione nastriforme).

- *Coefficienti dipendenti dalla profondità del piano di posa:*

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \text{tg}(\phi') \cdot [1 - \text{sen}(\phi')]^2 \quad \text{per } D/B \leq 1$$

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\phi') \cdot [1 - \operatorname{sen}(\phi')]^2 \cdot \operatorname{ctg}\left(\frac{D}{B}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\phi')}$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);
 D = profondità del piano di posa della fondazione;
 N_c = coefficiente di capacità portante (definito in precedenza).

- *Coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali:*

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \operatorname{ctg}(\phi')} \right]^{(m+1)}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \operatorname{ctg}(\phi')} \right]^m \quad \text{con: } m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\phi')}$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 c' = coesione del terreno di fondazione;
 B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);
 L = lunghezza della fondazione;
 N = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione;
 H = azione parallela al piano di posa sulla fondazione;
 N_c = coefficiente di capacità portante (definito in precedenza);
 d_q = coefficiente dipendente dalla profondità del piano di posa (definito in precedenza).

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, utilizzate per condurre le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio, sono state originate in ottemperanza con quanto prescritto dalla vigente normativa.

8.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

-SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

-SLU di tipo strutturale (STR)

raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Trattandosi di opere interrato, le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 2" in combinazione unica, utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
 γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
 γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{0i} \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{0i} \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi))$$

Mentre ai fini delle verifiche degli stati limite d'esercizio si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente} = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Quasi permanente} = G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Rara} = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

9. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio.

Si considerano nel calcolo delle sollecitazioni agenti nel tombino i seguenti carichi. I dettagli relativi a ciascuna condizione di carico sono riportati nel paragrafo di analisi dei carichi.

CDC	Tipo	Descrizione
1	Ggk	Peso proprio della struttura
2	Gk	Strati superiori di terreno e strada
3	Qk	Sovraccarichi stradali
4	Gk	Peso dell' acqua sulla soletta di base
5	Gk	Spinta a riposo del terreno su piedritto sinistro
6	Gk	Stina attiva del terreno su piedritto destro
7	Qk	Carico frenata
8	Gk	Spinta attiva terreno su piedritto destro
9	Gk	Spinta a ripoo terreno su piedritto destro
10	Qk	Spinta a riposo sul piedritto sinistro dovuta al sovraccarico stradale
11	Qk	Spinta attiva sul piedritto sinistro dovuta al sovraccarico stradale
12	Qk	Spinta attiva sul piedritto destro dovuta al sovraccarico stradale
13	Qk	Spinta a riposo sul piedritto destro dovuta al sovraccarico stradale
14	Qk	Spinta a riposo sul piedritto sinistro dovuta al carico tandem
15	Qk	Spinta a riposo sul piedritto destro dovuta al carico tandem
16	Qk	Spinta attiva sul piedritto sinistro dovuta al carico tandem
17	Qk	Spinta attiva sul piedritto destro dovuta al carico tandem
18	Qk	Effetti della temperatura
19	Qk	Effetti del ritiro

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente e vengono automaticamente elaborate dal programma di calcolo.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

Carico stradale = 2200 kN/m³

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Carico terreno = 1820 kN/m³

Sovraccarico soletta inferiore = 1000 kN/m³

Di seguito sono riportati i carichi e le condizioni di carico riferite a ciascun tipo di sezione utilizzata.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

9.1 TM_AP_14 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 700x250 CM

MODELLO NUMERICO (PROSAP VER 20.7.0):

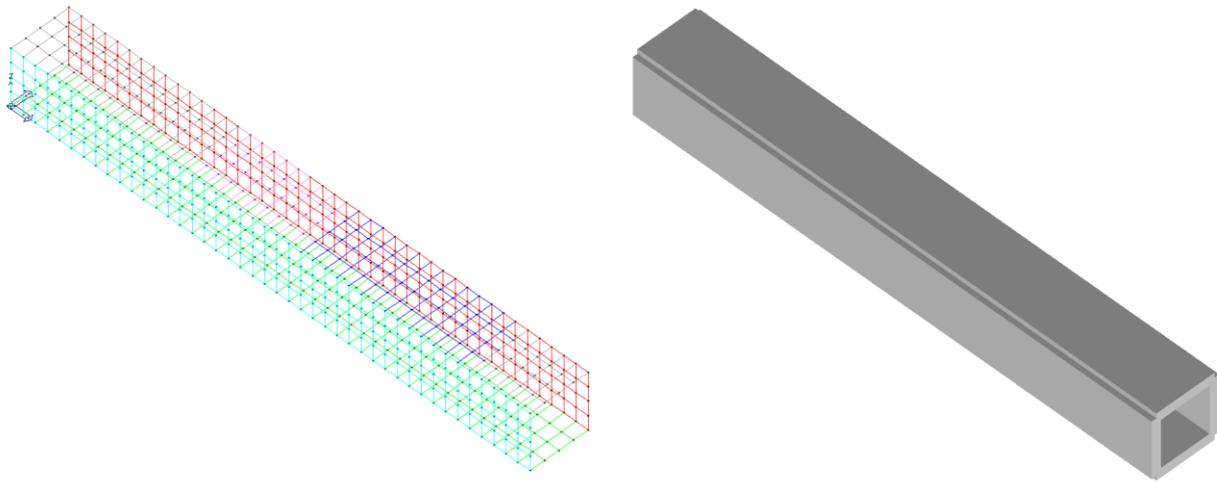


Immagine dal modello di calcolo

DIMENSIONI ELEMENTI SHELL:

DIREZIONE LONGITUDINALE (DIR. PARALLELA AL TOMBINO)	50 cm
DIREZIONE TRASVERSALE (DIR. PERPENDICOLARE AL TOMBINO)	70 cm
SPESSORE	40 cm

STRATIGRAFIA CONSIDERATA AI FINI DEL CALCOLO:

Strato	Densità [kg/mc]	Spessore [m]
Carico Stradale	2200	0,65
Carico terreno	1800	2
Sovraccarico soletta inferiore	1000	0,4

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

9.1.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Peso sovrastruttura stradale	$0.65 \times 2200 = 1430$	KN/m ²
Peso Terreno	$2.00 \times 1800 = 3600$	KN/m ²

Soletta inferiore

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Sovraccarico dovuto alla falda interna	$0.40 \times 1000 = 400$	KN/m ²

Piedritti

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
--------------	---------------------------	-------------------

Tali carichi vengono considerati nelle condizioni di carico elementari CDC 1-2-4, in particolare nella CDC1 sono presenti i pesi propri della struttura, nella condizione di carico CDC2 i carichi permanenti degli strati di terreni superiori il tombino e lo strato stradale, nella CDC 4 il peso dell' acqua gravante sulla soletta di base.

9.1.2 Spinta delle terre

La spinta del terreno assume un andamento lineare con la profondità secondo la legge:

$$p_h = \lambda \gamma t z$$

dove si considera come coefficiente di spinta λ il coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda dell'elemento strutturale di cui si vogliono massimizzare le sollecitazioni

Tale condizione viene calcolata dall'elaboratore durante l'analisi dei calcoli, considerando le varie ipotesi ed elaborando un involucro tra le combinazioni di:

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

1. Spinta a riposo su entrambi i piedritti;
2. Spinta a riposo su piedritto sx e spinta attiva su piedritto dx;

La condizione di spinta 2) serve a mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera.

La condizione di spinta attiva, sebbene poco realistica considerando le caratteristiche dell'opera, viene comunque considerata a favore di sicurezza per massimizzare i valori delle sollecitazioni flessionali in corrispondenza delle mezzerie delle solette.

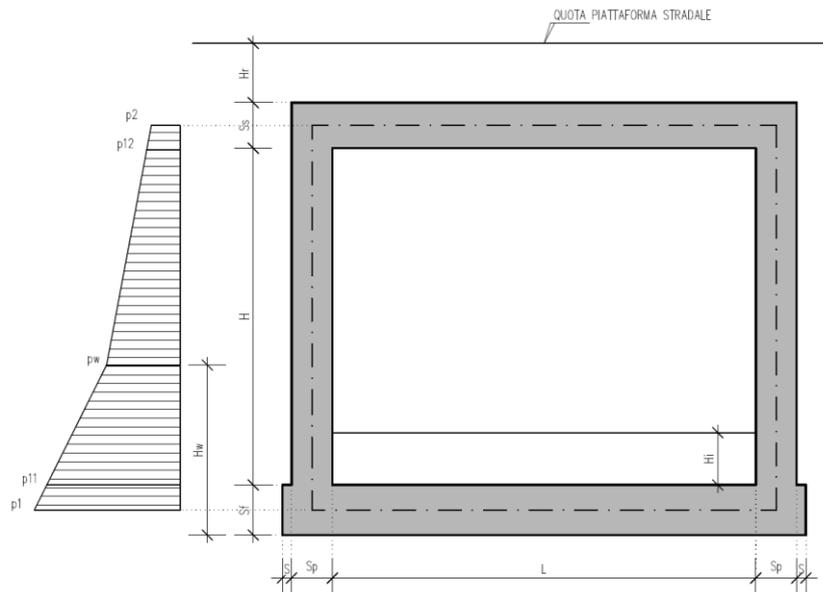
Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

9.1.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore

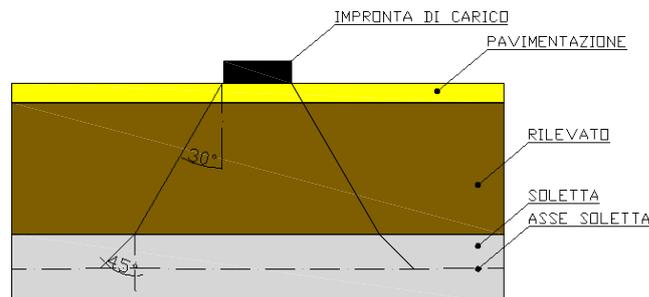
I casi di carico CDC7, e da CDC10 a CDC17 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5 del D.M. 17/01/2018.

In particolare lo schema di carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti ; i carichi concentrati sono pari a:

Q1k = 300 kN ad asse (300 + 300 = 600 kN) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;
 Q2k = 200 kN ad asse (200 + 200 = 400 kN) su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;
 Q3k = 100 kN ad asse (100 + 100 = 200 kN) su corsia n.3 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;



Si ipotizza che tali carichi siano applicati su un'impronta rettangolare pari a 2.4 x 1.60 m (1.6 m sviluppo parallelo alla corsia di traffico, 2.4 m sviluppo perpendicolare), ovvero pari all'ingombro



complessivo esterno del tandem. Per quanto riguarda i carichi uniformemente distribuiti (associati ai carichi tandem) si considera prudenzialmente il carico $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ applicato a tutte le colonne di carico (la norma prevede l'applicazione dalla seconda alla n-esima corsia di un carico ridotto da 2.5 kN/m²).

I carichi tandem vengono posizionati ortogonalmente all'asse del sottovia e vengono ripartiti sia in direzione longitudinale che trasversale dal piano stradale al piano medio della soletta superiore.

Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di 30° attraverso il rilevato stradale, in accordo con quanto riportato all'interno della circolare 21 Gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP, e con un angolo di 45° nella soletta superiore del tombino.

L'effetto dei carichi tandem sulla soletta superiore viene pertanto messo in conto attraverso la determinazione di un carico equivalente distribuito q_{eq} a cui si somma il carico uniforme $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

9.1.4 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldl = 1.6 \text{ m} + 2x [\tan 30^\circ \times Hr + \tan 45^\circ \times Ss/2]$$

Con Hr = quota sottoterra. Nel caso in esame risulta:

$$Ldl = 1.60 + 2 * (2.65 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 5.06 \text{ m}$$

9.1.5 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)

In direzione trasversale alla strada detta Ldt la larghezza di diffusione del carico trasversale dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta superiore

risulta:

$$Ldt = 2.40 + 2 * (2.65 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 5.86 \text{ m}$$

Poiché la diffusione è maggiore rispetto alla larghezza convenzionale si ha la sovrapposizione parziale tra la diffusione delle 2 maggiori corsie.

$$Q = (600+400)/(6.84*7.64) = 47.77 \text{ kN/m}^2.$$

Questa condizione è peggiorativa rispetto a considerare 1 sola colonna di carico.

A questa condizione si sovrappone, nelle aree proiettate sulla soletta superiore, i carichi $q = 9 \text{ kN/m}^2$ (area della corsia 1), e 2.5 kN/m^2 (aree delle altre corsie)

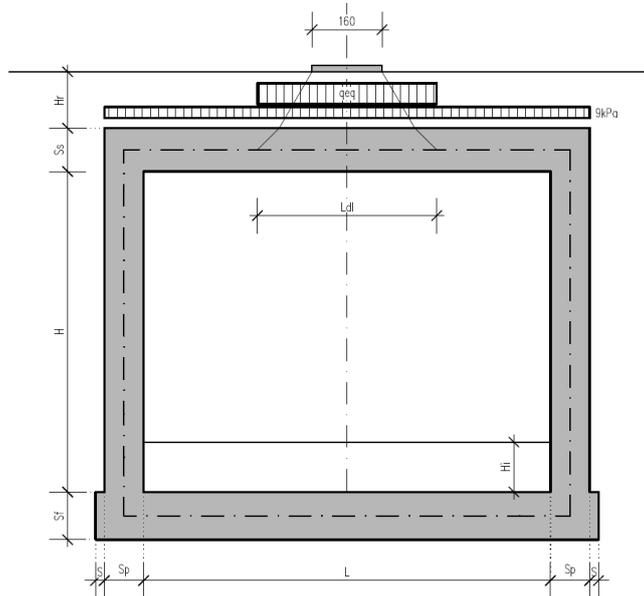
La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem può essere variata sulla soletta come indicato dagli schemi seguenti per la massimizzazione delle diverse tipologie di sollecitazione:

S.S. 128 "Centrale Sarda"

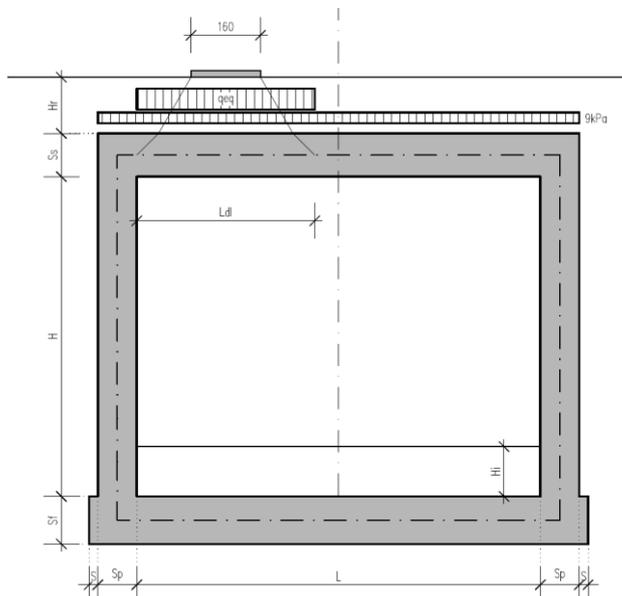
Lotto 0 bivio Monastir - bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

CA356

Relazione tecnica e di calcolo



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO - CARICO TANDEM CENTRATO



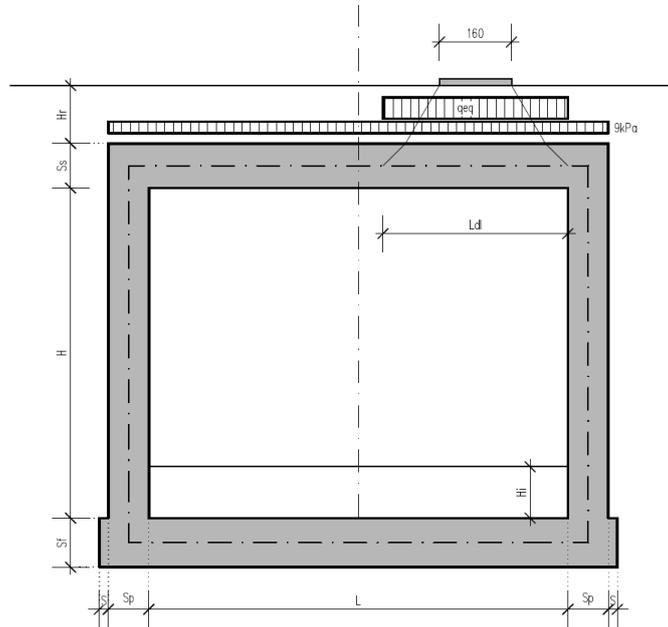
SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO - CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO SINISTRO

S.S. 128 "Centrale Sarda"

Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

CA356

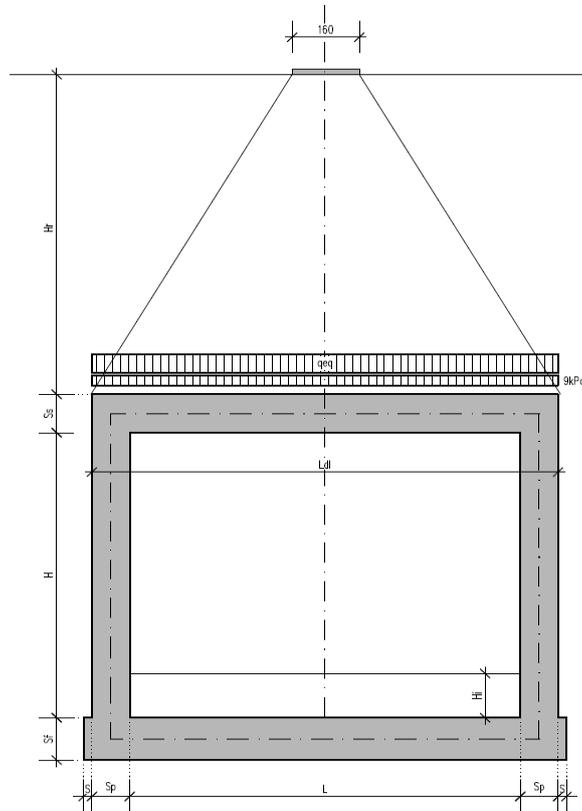
Relazione tecnica e di calcolo



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO – CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO DESTRO (CDC16+19)

Si noti che se $Ld > L + 2 \times Sp$ (larghezza netta interna + spessore dei piedritti), pertanto allora il carico equivalente è applicato a tutte le aste della soletta superiore nei tre casi suddetti, che vengono pertanto a coincidere tra loro.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	



Nel caso in cui la superficie superiore del sistema sia posizionata ad una quota considerevole rispetto all'applicazione dei carichi, il valore del sovraccarico uniforme da 20 KN/m² risulterà nettamente inferiore al carico tandem, per cui verrà ritenuto trascurabile.

9.1.6 Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

In accordo con la circolare ministeriale circolare 21 Gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP per il calcolo delle spinte generate dal sovraccarico sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m.

Anche in questo caso si tiene in conto la diffusione del carico attraverso il rilevato sia in direzione longitudinale che trasversale.

Al tandem si somma il carico uniformemente distribuito agente sulla i-esima corsia di carico $q_{ik} = 9$ kN/m².

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

9.1.7 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

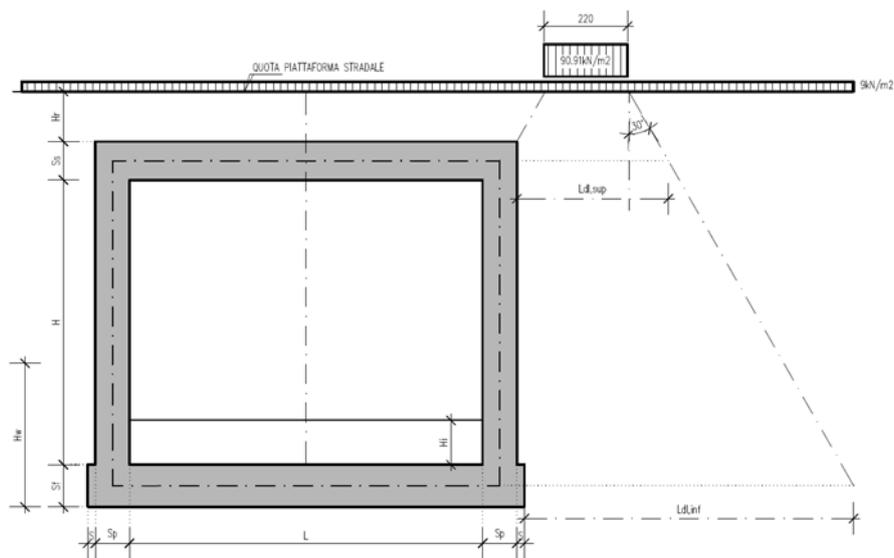
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

$$600 / (3.00 \times 2.20) = 90.91 \text{ kN/m}^2$$

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dl, sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 3.93 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta superiore})$$

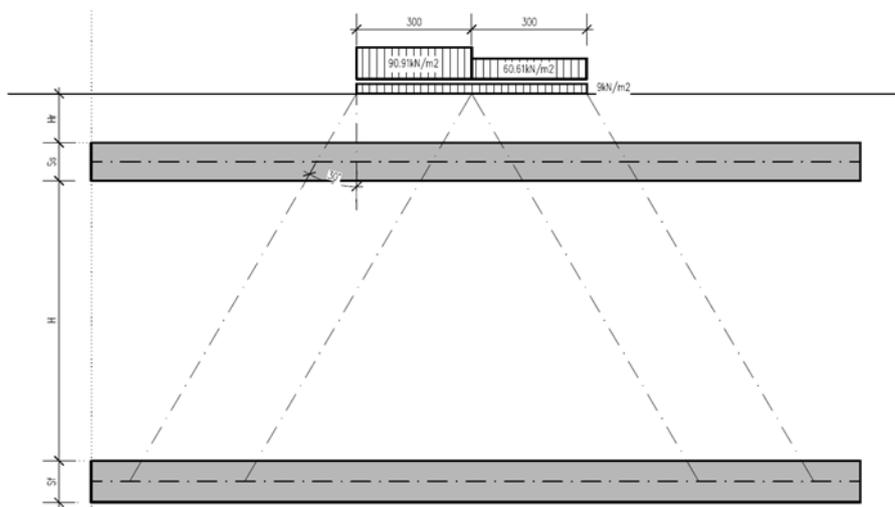
$$L_{dl, inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 5.31 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta inferiore})$$



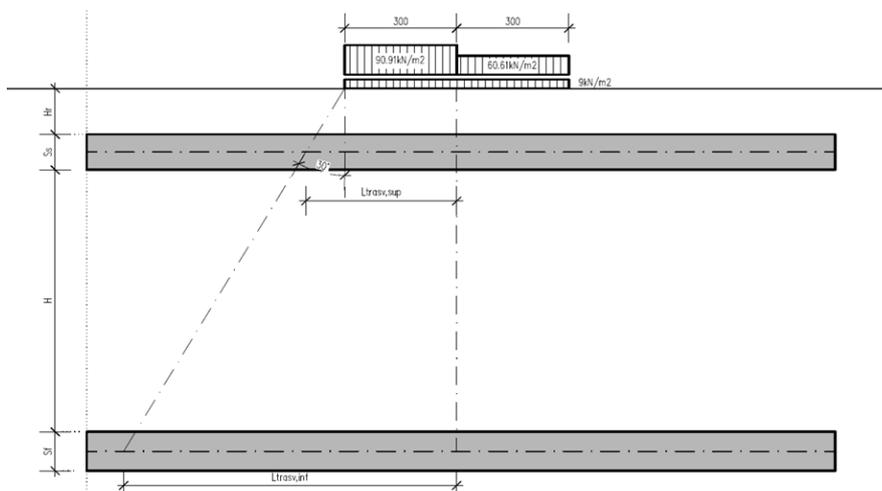
S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 an GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

9.1.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale, considerando due colonne di carico e la ripartizione trasversale del carico distribuito



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE TRASVERSALE



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE LONGITUDINALE

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Per il calcolo delle azioni agenti sulle pareti dello scatolare, si considera il carico distribuito dovuto alla colonna di carico 1, limitando la diffusione del carico sul lato della seconda colonna di carico come schema seguente:

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dt,sup} = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s/2)] = 4.73 \text{ m}$$

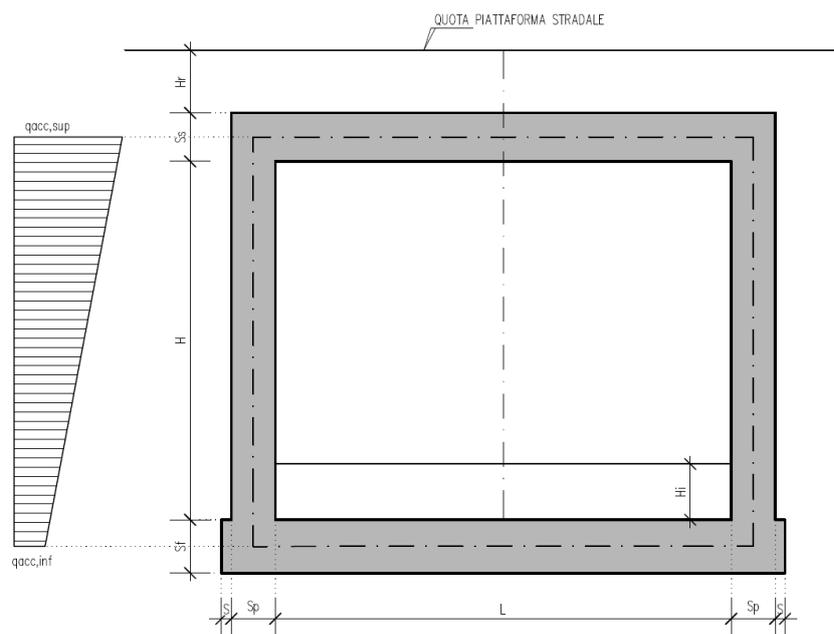
$$L_{dt,inf} = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s + H + S_f/2)] = 6.11 \text{ m}$$

\

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

9.1.9 Definizione dei carichi di progetto

Il diagramma di spinta applicato ai piedritti varia linearmente fra i valori $q_{acc,sup2}$ e $q_{acc,sup1}$ come esemplificato nella immagine seguente (spinta a riposo).



SPINTA SUL PIEDRITTO GENERATA DAL CARICO DA TRAFFICO

Il contributo dei carichi Tandem vale (spinta a riposo):

$$q_{acc,sup} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,sup} \times L_{dl,sup}) \times k_0 = 16.292 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{acc,inf} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,inf} \times L_{dl,inf}) \times k_0 = 9.318 \text{ kN/m}^2$$

Gli effetti di queste spinte sono maggiori rispetto all'effetto del carico da 20 kN/m² a tergo del rilevato.

Non si considera la concomitanza della spinta sui piedritti dovuta al carico tandem con la sua presenza sulla soletta perché incompatibile concettualmente ai sensi della norma.

Si sovrappone invece l'effetto del carico uniforme distribuito da 9 kN/m² con la possibile presenza del tandem sul manufatto.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Spinta sul piedritto generata dal carico accidentale $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ sul rilevato

Si considera la spinta sul piedritto del carico relativo al carico variabile costante di 9 kN/m^2 sia in condizioni di spinta attiva che di spinta a riposo.

Nelle condizioni di carico in oggetto si considera l'assenza del carico tandem:

$$p = k_0 \times q_{1k} = 0.505 \times 9 = 4.541 \text{ kN/m (spinta a riposo, piedritto sinistro/destro)}$$

9.1.10 Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione

Sulla soletta di fondazione si applicano unicamente i carichi provenienti dalla quantità di flusso che passerà all'interno della sezione, considerando come quota massima la stessa indicata nel franco all'interno degli elaborati esecutivi.

9.1.11 Carico da frenatura

La forza di frenatura q_3 è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e risulta pari a (si veda il paragrafo 5.1.3.5 del D.M. 17/01/2018):

$$180 \text{ kN} < q_3 = 0.6 \times 2 \times Q_{1k} + 0.10 q_{1k} \times w_1 \times L < 900 \text{ kN}$$

dove:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$w_1 = 3.00 \text{ m (larghezza della corsia)}$$

$$L = 2 \times S_p + B_i \text{ (larghezza della soletta compresi i piedritti)}$$

Nel caso in esame risulta:

$$F_r = 367.56 \text{ kN}$$

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante, alla lunghezza della soletta e alla larghezza di diffusione del carico (Ldt), con la seguente relazione:

$$q_f = 367.56 / 5.06 * 2.40 = 30.28 \text{ kN/mq.}$$

9.1.12 Azione termica

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 10^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore ed un salto termico di 5°C sulla soletta superiore e sui piedritti, analizzando nelle combinazioni di carico i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa agendo sul segno della sollecitazione, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore e sui piedritti.

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$a = 10 * 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

9.1.13 Ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$e_{cs} = e_{cd} + e_{ca}$$

dove:

e_{cs} è la deformazione totale per ritiro

e_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

e_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\epsilon_{cd,\infty} = kh * \epsilon_{c0}$$

Può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h0:

fck	Deformazione da ritiro per essiccamento (in %)					
	Umidità relativa (in %)					
	20.00	40.00	60.00	80.00	90.00	100.00
20.00	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	0.00
25.00	-0.59	-0.55	-0.46	-0.29	-0.16	0.00
28.00	-0.56	-0.53	-0.45	-0.28	-0.15	0.00
32.00	-0.54	-0.51	-0.42	-0.26	-0.15	0.00
40.00	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	0.00
60.00	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	0.10	0.00
80.00	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	0.00

Tabella valori ϵ_{c0}

h0 (mm)	kh
100	1
200	0.85
300	0.75
400	0.725
500	0.7

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\epsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 * (fck - 10) * 10^{-6}$$

(con fck in N/mm²)

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Assumendo come umidità relativa

$U_r = 70\%$

Si hanno i seguenti risultati:

coefficiente	$k_h = 0.70$
deformazione effettiva	$\varepsilon_{c0} = -0.357 \text{ ‰}$
ritiro da essiccamento	$\varepsilon_{cd,\infty} = -0.250 \text{ ‰}$
deformazione per ritiro autogeno	$\varepsilon_{ca,\infty} = -0.048 \text{ ‰}$
ritiro totale	$\varepsilon_{cs} = -0.398 \text{ ‰}$

si determina quindi la variazione termica equivalente:

coeff. espansione termica	$\alpha = 0.00001$
variazione termica $\Delta T = \varepsilon_{cs}/\alpha$	$\Delta T = -29.8 \text{ °C}$

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di h_0 , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a $\Phi (t = \infty) = 1.6$. Di conseguenza la variazione termica negativa equivalente applicata sarà

variazione termica equivalente	$\Delta T_{eq} = -11.4 \text{ °C}$
--------------------------------	------------------------------------

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

9.2 TM_AP_15 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 400x250 CM

9.2.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore

Peso proprio	0.40 x 2500 = 1000	KN/m ²
Peso sovrastruttura stradale	0.40 x 2200 = 880	KN/m ²

Soletta inferiore

Peso proprio	0.40 x 2500 = 1000	KN/m ²
Sovraccarico dovuto alla falda interna	1.17 x 1000 = 1170	KN/m ²

Piedritti

Peso proprio	0.40 x 2500 = 1000	KN/m ²
--------------	--------------------	-------------------

Tali carichi vengono considerati nelle condizioni di carico elementari CDC 1-2-3-26-27, in particolare nella CDC1 sono presenti i pesi propri della struttura, nelle condizioni di carico CDC2-26 i carichi permanenti della pavimentazione superiore ed inferiore rispettivamente, nelle CDC 3-27 i sottofondi superiore ed inferiore rispettivamente.

9.2.2 Spinta delle terre

La spinta del terreno assume un andamento lineare con la profondità secondo la legge:

$$p_h = \lambda \gamma t z$$

dove si considera come coefficiente di spinta λ il coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda dell'elemento strutturale di cui si vogliono massimizzare le sollecitazioni

Tale condizione viene calcolata dall'elaboratore durante l'analisi dei calcoli, considerando le varie ipotesi ed elaborando un involucro tra le combinazioni di:

1. Spinta a riposo su entrambi i piedritti;

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

2. Spinta attiva su ambo i piedritti;

3. Spinta a riposo su piedritto sx e spinta attiva su piedritto dx;

La condizione di spinta 3) serve a mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera.

La condizione di spinta attiva, sebbene poco realistica considerando le caratteristiche dell'opera, viene comunque considerata a favore di sicurezza per massimizzare i valori delle sollecitazioni flessionali in corrispondenza delle mezzerie delle solette.

Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

9.2.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore

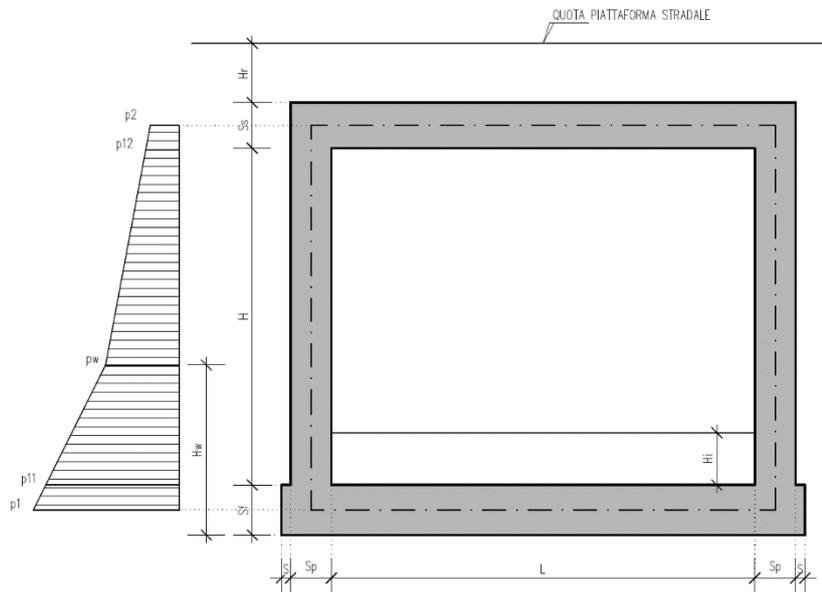
I casi di carico CDC7, CDC8, e CDC9 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5 del D.M. 17/01/2018.

In particolare lo schema di carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti ; i carichi concentrati sono pari a:

Q1k = 300 kN ad asse (300 + 300 = 600 kN) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

Q2k = 200 kN ad asse (200 + 200 = 400 kN) su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

Q3k = 100 kN ad asse (100 + 100 = 200 kN) su corsia n.3 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;



Si ipotizza che tali carichi siano applicati su un'impronta rettangolare pari a 2.4 x 1.60 m (1.6 m sviluppo parallelo alla corsia di traffico, 2.4 m sviluppo perpendicolare), ovvero pari all'ingombro complessivo esterno del tandem. Per quanto riguarda i carichi uniformemente distribuiti (associati ai carichi tandem) si considera prudenzialmente il carico $q1k = 9 \text{ kN/m}^2$ applicato a tutte le colonne di carico (la norma prevede l'applicazione dalla seconda alla n-esima corsia di un carico ridotto da 2.5 kN/m^2).

I carichi tandem vengono posizionati ortogonalmente all'asse del sottovia e vengono ripartiti sia in direzione longitudinale che trasversale dal piano stradale al piano medio della soletta superiore.

Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di 30° attraverso il rilevato stradale, in accordo con quanto riportato all'interno della circolare 21 Gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP, e con un angolo di 45° nella soletta superiore del tombino.

L'effetto dei carichi tandem sulla soletta superiore viene pertanto messo in conto attraverso la determinazione di un carico equivalente distribuito qeq a cui si somma il carico uniforme $q1k = 9 \text{ kN/m}^2$.

9.2.4 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)

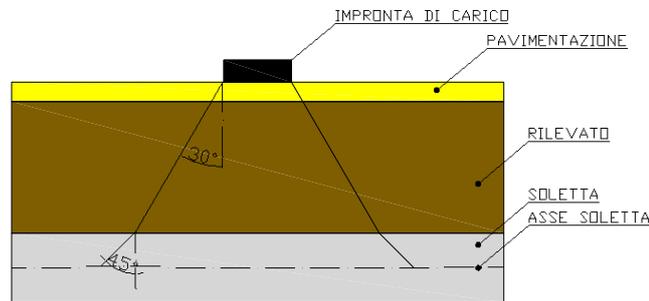
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldl = 1.6 \text{ m} + 2x [\tan 30^\circ \times H_r + \tan 45^\circ \times S_s/2]$$

Nel caso in esame risulta:

$$Ldl = 1.60 + 2 * (5 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 7.77 \text{ m}$$

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	



9.2.5 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)

In direzione trasversale alla strada detta Ldt la larghezza di diffusione del carico trasversale dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta superiore

risulta:

$$Ldt = 2.40 + 2 * (5 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 8.57 \text{ m}$$

Poiché la diffusione è maggiore rispetto alla larghezza convenzionale si ha la sovrapposizione parziale tra la diffusione delle 2 maggiori corsie.

$$Q = (600+400)/(7.77*8.57) = 15.01 \text{ kN/m}^2.$$

Questa condizione è peggiorativa rispetto a considerare 1 sola colonna di carico.

A questa condizione si sovrappone il carico $q = 9 \text{ kN/m}$ uniforme su tutta la soletta (corrispondente al carico q_{1k} della CDC 16).

La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem viene variata su tutta la soletta nei casi di carico

CDC17-19 per massimizzare:

CDC 17: il momento in mezzeria soletta;

CDC 18: il taglio nella soletta a filo piedritto sinistro;

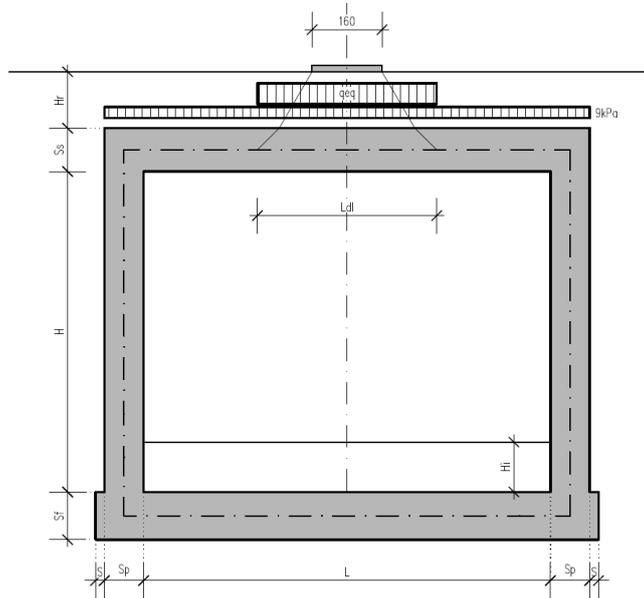
CDC 19: il taglio nella soletta a filo piedritto destro

S.S. 128 "Centrale Sarda"

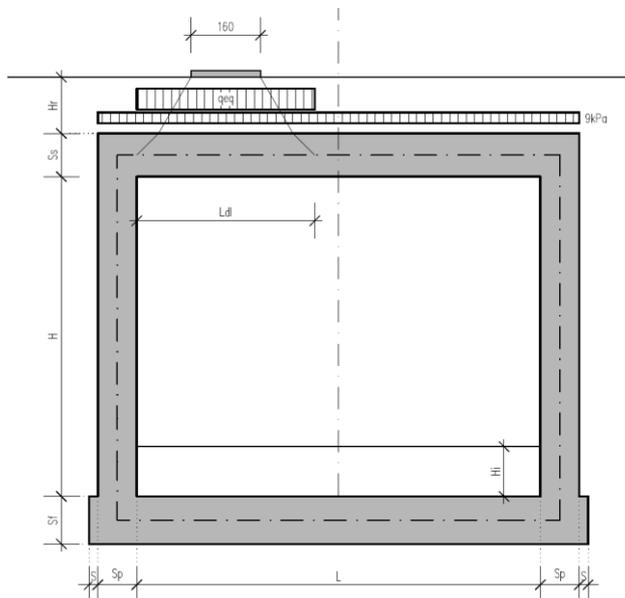
Lotto 0 bivio Monastir - bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

CA356

Relazione tecnica e di calcolo



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO - CARICO TANDEM CENTRATO



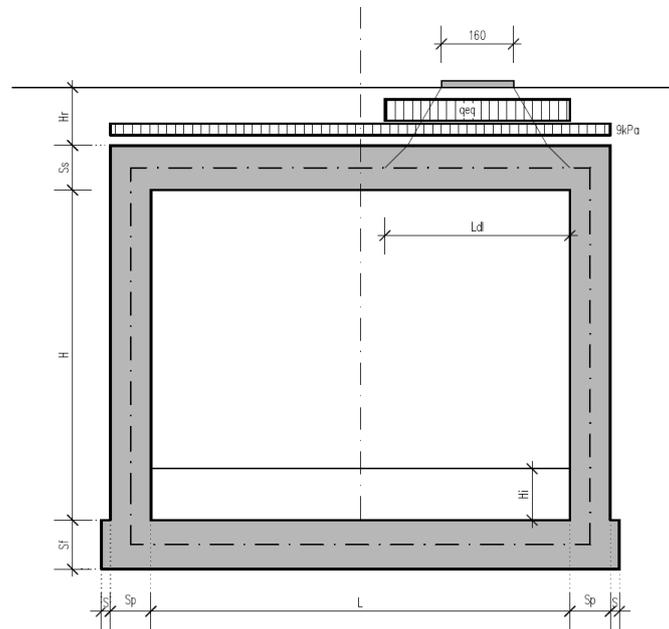
SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO - CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO SINISTRO

S.S. 128 "Centrale Sarda"

Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

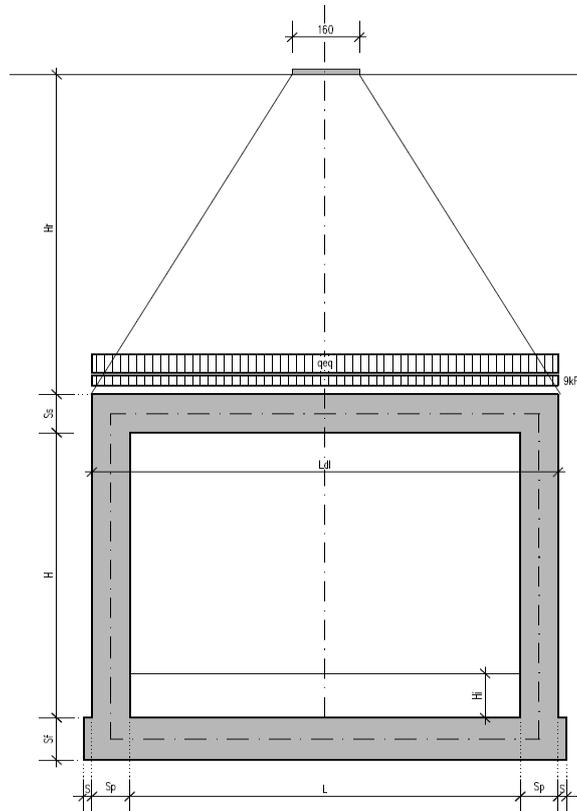
CA356

Relazione tecnica e di calcolo



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO – CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO DESTRO (CDC16+19)

Si noti che se $Ld > L + 2 \times Sp$ (larghezza netta interna + spessore dei piedritti), pertanto allora il carico equivalente è applicato a tutte le aste della soletta superiore nei tre casi suddetti, che vengono pertanto a coincidere tra loro.



Nel caso in cui la superficie superiore del sistema sia posizionata ad una quota considerevole rispetto all'applicazione dei carichi, il valore del sovraccarico uniforme da 20 KN/m² risulterà nettamente inferiore al carico tandem, per cui verrà ritenuto trascurabile.

9.2.6 Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

In accordo con la circolare ministeriale circolare 21 Gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP per il calcolo delle spinte generate dal sovraccarico sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m.

Anche in questo caso si tiene in conto la diffusione del carico attraverso il rilevato sia in direzione longitudinale che trasversale.

Al tandem si somma il carico uniformemente distribuito agente sulla i-esima corsia di carico $q_{ik} = 9$ kN/m².

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

9.2.7 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

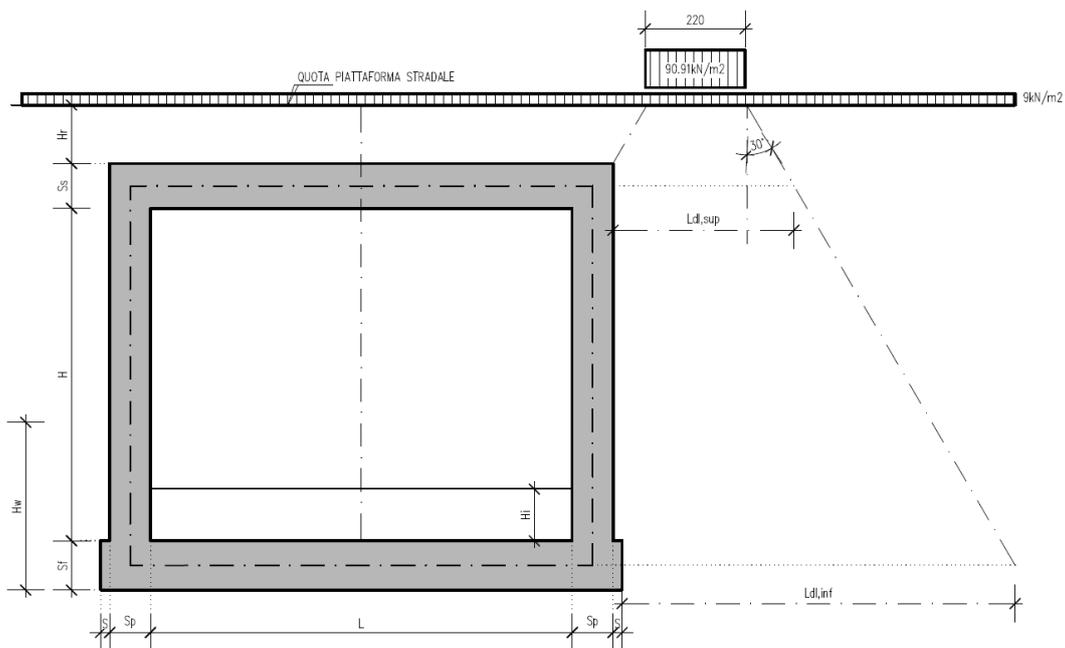
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

$$600 / (3.00 \times 2.20) = 90.91 \text{ kN/m}^2$$

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

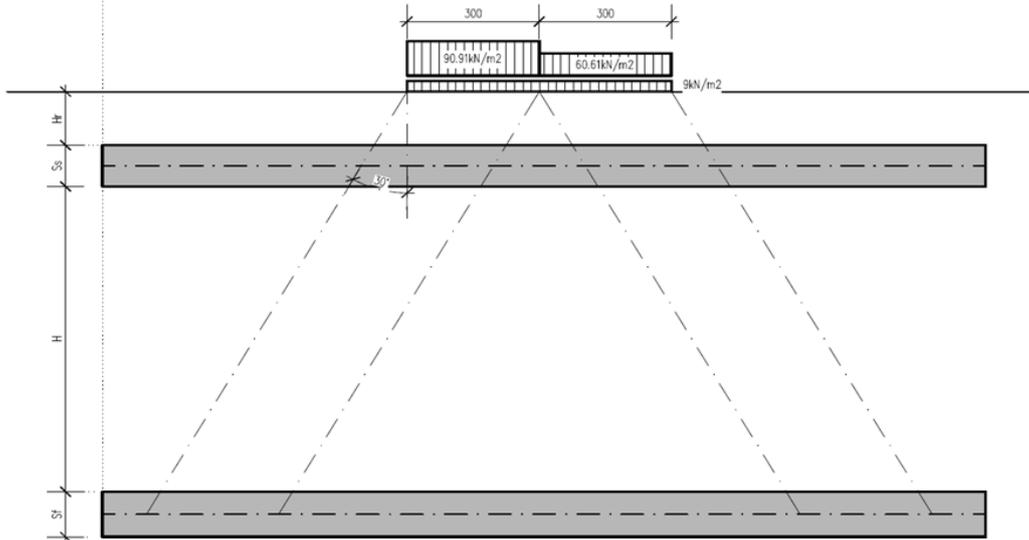
$$L_{dl,sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 5.285 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta superiore})$$

$$L_{dl,inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 7.13 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta inferiore})$$



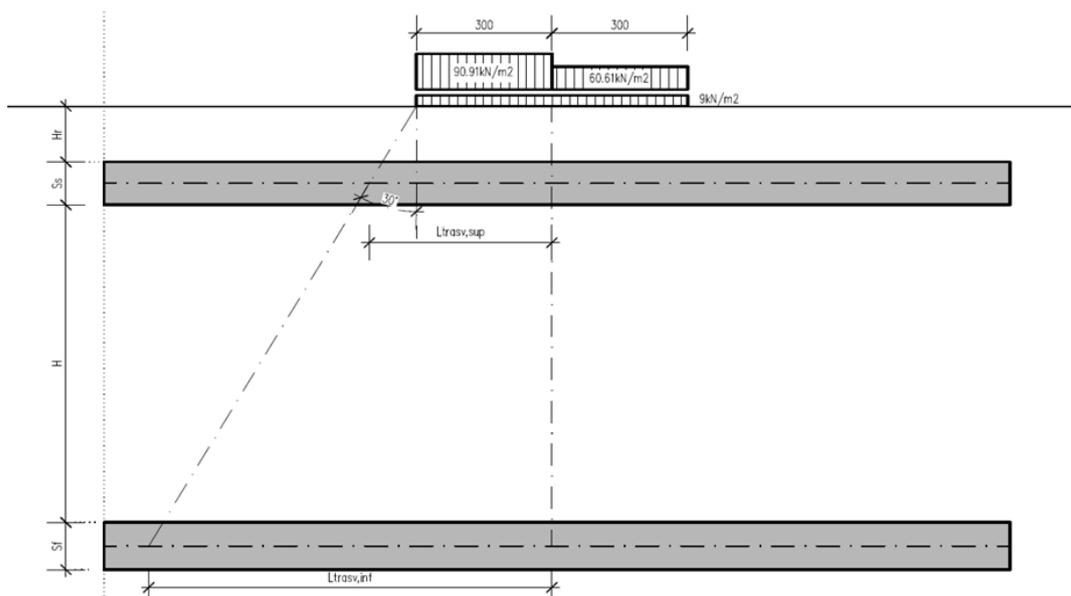
9.2.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale, considerando due colonne di carico e la ripartizione trasversale del carico distribuito.



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE TRASVERSALE

Per il calcolo delle azioni agenti sulle pareti dello scatolare, si considera il carico distribuito dovuto alla colonna di carico 1, limitando la diffusione del carico sul lato della seconda colonna di carico come schema seguente:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE LONGITUDINALE

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

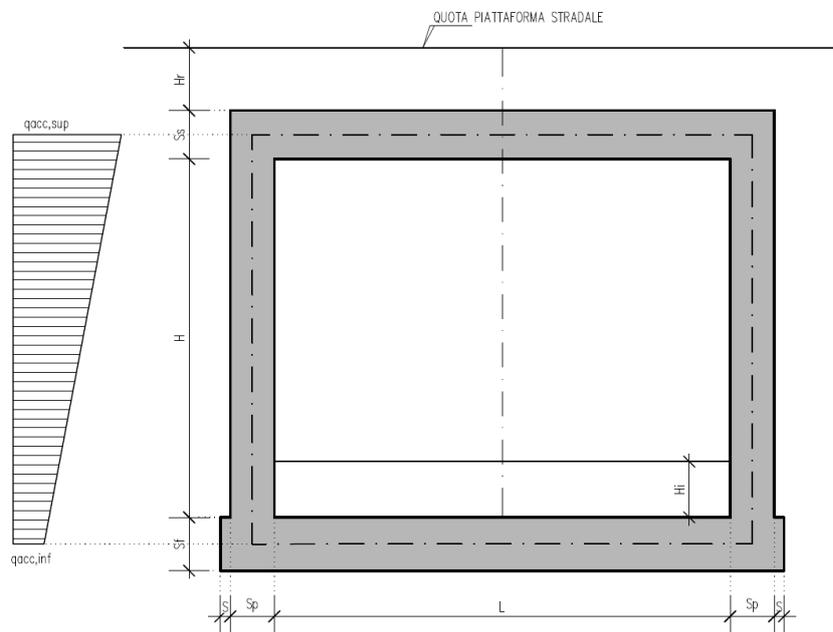
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldt,sup = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss/2)] = 6.085 \text{ m}$$

$$Ldt,inf = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss + H + Sf/2)] = 7.93 \text{ m}$$

9.2.9 Definizione dei carichi di progetto

Il diagramma di spinta applicato ai piedritti varia linearmente fra i valori $qacc,sup2$ e $qacc,sup1$ come esemplificato nella immagine seguente (spinta a riposo).



SPINTA SUL PIEDRITTO GENERATA DAL CARICO DA TRAFFICO

Il contributo dei carichi Tandem vale (spinta a riposo):

$$qacc,sup = 2 \times Q1,k \times (Ldt,sup \times Ldl,sup) \times k0 = 4.54 \text{ kN/mq}$$

$$qacc,inf = 2 \times Q1,k \times (Ldt,inf \times Ldl,inf) \times k0 = 3.04 \text{ kN/mq}$$

Gli effetti di queste spinte sono maggiori rispetto all'effetto del carico da 20 kN/m² a tergo del rilevato.

Non si considera la concomitanza della spinta sul piedritto dovuta al carico tandem con la sua presenza sulla soletta perché incompatibile concettualmente ai sensi della norma.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Si sovrappone invece l'effetto del carico uniforme distribuito da 9 kN/m² con la possibile presenza del tandem sul manufatto.

Spinta sul piedritto generata dal carico accidentale $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ sul rilevato

Si considera la spinta sul piedritto del carico relativo al carico variabile costante di 9 kN/m² sia in condizioni di spinta attiva che di spinta a riposo.

Nelle condizioni di carico in oggetto si considera l'assenza del carico tandem:

$$p = k_0 \times q_{1k} = 1.42 \times 9 = 12.85 \text{ kN/m (spinta a riposo, CDC 33-34, piedritto sinistro/destro)}$$

9.2.10 Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione

Sulla soletta di fondazione si applicano unicamente i carichi provenienti dalla quantità di flusso che passerà all'interno della sezione, considerando come quota massima la stessa indicata nel franco all'interno degli elaborati esecutivi.

9.2.11 Carico da frenatura

La forza di frenatura q_3 è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e risulta pari a (si veda il paragrafo 5.1.3.5 del D.M. 17/01/2018):

$$180 \text{ kN} < q_3 = 0.6 \times 2 \times Q_{1k} + 0.10 q_{1k} \times w_1 \times L < 900 \text{ kN}$$

dove:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$w_1 = 3.00 \text{ m (larghezza della corsia)}$$

$$L = 2 \times S_p + B_i \text{ (larghezza della soletta compresi i piedritti)}$$

Nel caso in esame risulta:

$$F_r = 367.56 \text{ kN}$$

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante, alla lunghezza della soletta e alla larghezza di diffusione del carico (L_{dt}), con la seguente relazione:

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

$$q_f = 367.56 / 7.77 \cdot 4.80 = 9.85 \text{ kN/mq (CDC 20)}$$

9.2.12 Azione termica

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 10^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore ed un salto termico di 5°C sulla soletta superiore e sui piedritti, analizzando nelle combinazioni di carico i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa agendo sul segno della sollecitazione, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore e sui piedritti (CDC 22).

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$a = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$$

9.2.13 Ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore (CDC 23).

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$e_{cs} = e_{cd} + e_{ca}$$

dove:

e_{cs} è la deformazione totale per ritiro

e_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

e_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$e_{cd,\infty} = k_h \cdot e_{c0}$$

Può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 :

	Deformazione da ritiro per essiccamento (in %)					
fck	Umidità relativa (in %)					
	20.00	40.00	60.00	80.00	90.00	100.00

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

20.00	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	0.00
25.00	-0.59	-0.55	-0.46	-0.29	-0.16	0.00
28.00	-0.56	-0.53	-0.45	-0.28	-0.15	0.00
32.00	-0.54	-0.51	-0.42	-0.26	-0.15	0.00
40.00	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	0.00
60.00	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	0.10	0.00
80.00	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	0.00

Tabella valori ϵ_{c0}

h0 (mm)	kh
100	1
200	0.85
300	0.75
400	0.725
500	0.7

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\epsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Assumendo come umidità relativa

$$U_r = 70\%$$

Si hanno i seguenti risultati:

coefficiente	kh = 0.70
deformazione effettiva	$\epsilon_{c0} = -0.357 \text{ ‰}$
ritiro da essiccamento	$\epsilon_{cd,\infty} = -0.250 \text{ ‰}$
deformazione per ritiro autogeno	$\epsilon_{ca,\infty} = -0.048 \text{ ‰}$
ritiro totale	$\epsilon_{cs} = -0.398 \text{ ‰}$

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

si determina quindi la variazione termica equivalente:

coeff. espansione termica $\alpha = 0.00001$

variazione termica $\Delta T = \epsilon_{cs}/\alpha$ $\Delta T = -29.8 \text{ } ^\circ\text{C}$

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di h_0 , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a $\Phi (t = \infty) = 1.6$. Di conseguenza la variazione termica negativa equivalente applicata sarà

variazione termica equivalente $\Delta T_{eq} = -11.4^\circ\text{C}$

9.3 TM_AP_19 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 400x250 CM

9.3.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Peso sovrastruttura stradale	$0.40 \times 2200 = 880$	KN/m ²

Soletta inferiore

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Sovraccarico dovuto alla falda interna	$1.17 \times 1000 = 1170$	KN/m ²

Piedritti

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
--------------	---------------------------	-------------------

Tali carichi vengono considerati nelle condizioni di carico elementari CDC 1-2-3-26-27, in particolare nella CDC1 sono presenti i pesi propri della struttura, nelle condizioni di carico CDC2-26 i carichi permanenti della pavimentazione superiore ed inferiore rispettivamente, nelle CDC 3-27 i sottofondi superiore ed inferiore rispettivamente.

9.3.2 Spinta delle terre

La spinta del terreno assume un andamento lineare con la profondità secondo la legge:

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

$$p_h = \lambda \gamma t z$$

dove si considera come coefficiente di spinta λ il coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda dell'elemento strutturale di cui si vogliono massimizzare le sollecitazioni

Tale condizione viene calcolata dall'elaboratore durante l'analisi dei calcoli, considerando le varie ipotesi ed elaborando un involucro tra le combinazioni di:

1. Spinta a riposo su entrambi i piedritti;
2. Spinta attiva su ambo i piedritti;
3. Spinta a riposo su piedritto sx e spinta attiva su piedritto dx;

La condizione di spinta 3) serve a mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera.

La condizione di spinta attiva, sebbene poco realistica considerando le caratteristiche dell'opera, viene comunque considerata a favore di sicurezza per massimizzare i valori delle sollecitazioni flessionali in corrispondenza delle mezzerie delle solette.

Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

9.3.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore

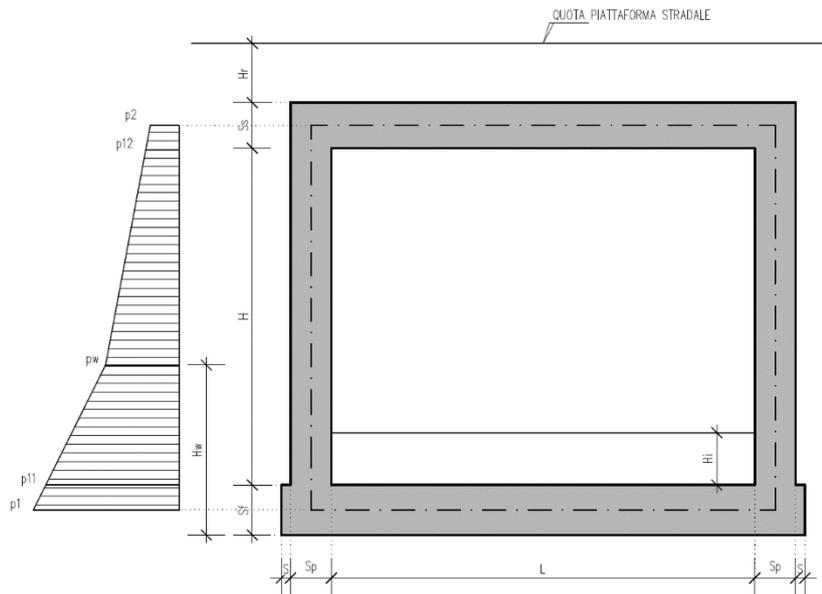
I casi di carico CDC7, CDC8, e CDC9 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5 del D.M. 17/01/2018.

In particolare lo schema di carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti ; i carichi concentrati sono pari a:

Q1k = 300 kN ad asse (300 + 300 = 600 kN) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

Q2k = 200 kN ad asse (200 + 200 = 400 kN) su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

Q3k = 100 kN ad asse (100 + 100 = 200 kN) su corsia n.3 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;



Si ipotizza che tali carichi siano applicati su un'impronta rettangolare pari a 2.4 x 1.60 m (1.6 m sviluppo parallelo alla corsia di traffico, 2.4 m sviluppo perpendicolare), ovvero pari all'ingombro complessivo esterno del tandem. Per quanto riguarda i carichi uniformemente distribuiti (associati ai carichi tandem) si considera prudenzialmente il carico $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ applicato a tutte le colonne di carico (la norma prevede l'applicazione dalla seconda alla n-esima corsia di un carico ridotto da 2.5 kN/m^2).

I carichi tandem vengono posizionati ortogonalmente all'asse del sottovia e vengono ripartiti sia in direzione longitudinale che trasversale dal piano stradale al piano medio della soletta superiore.

Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di 30° attraverso il rilevato stradale, in accordo con quanto riportato all'interno della circolare 21 Gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP, e con un angolo di 45° nella soletta superiore del tombino.

L'effetto dei carichi tandem sulla soletta superiore viene pertanto messo in conto attraverso la determinazione di un carico equivalente distribuito q_{eq} a cui si somma il carico uniforme $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$.

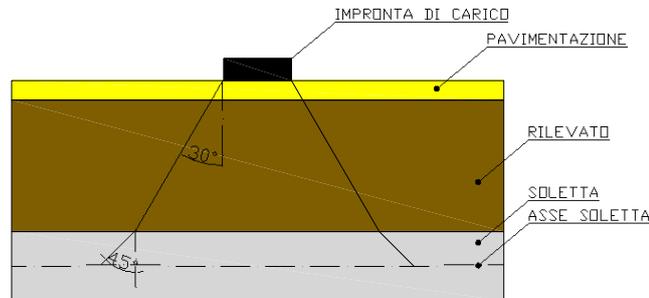
9.3.4 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldl = 1.6 \text{ m} + 2x [\tan 30^\circ \times Hr + \tan 45^\circ \times Ss/2]$$

Nel caso in esame risulta:

$$Ldl = 1.60 + 2 * (5 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 7.77 \text{ m}$$



9.3.5 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)

In direzione trasversale alla strada detta Ldt la larghezza di diffusione del carico trasversale dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta superiore

risulta:

$$Ldt = 2.40 + 2 * (5 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 8.57 \text{ m}$$

Poiché la diffusione è maggiore rispetto alla larghezza convenzionale si ha la sovrapposizione parziale tra la diffusione delle 2 maggiori corsie.

$$Q = (600+400)/(7.77*8.57) = 15.01 \text{ kN/m}^2.$$

Questa condizione è peggiorativa rispetto a considerare 1 sola colonna di carico.

A questa condizione si sovrappone il carico $q = 9 \text{ kN/m}$ uniforme su tutta la soletta (corrispondente al carico $q1k$ della CDC 16).

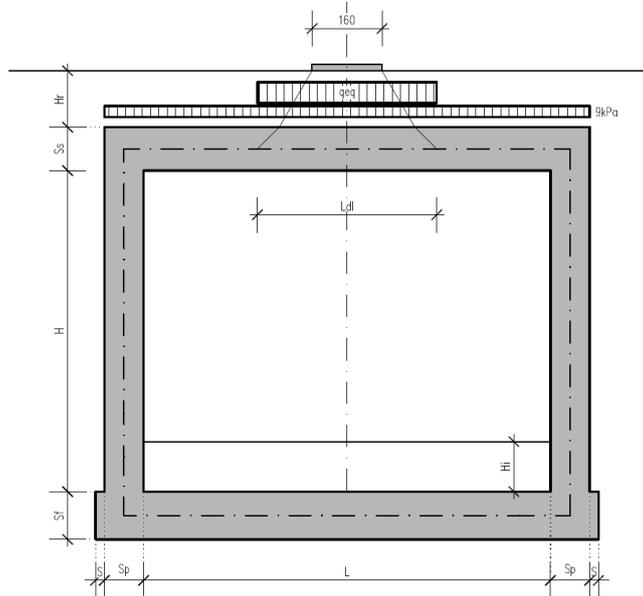
La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem viene variata su tutta la soletta nei casi di carico

CDC17-19 per massimizzare:

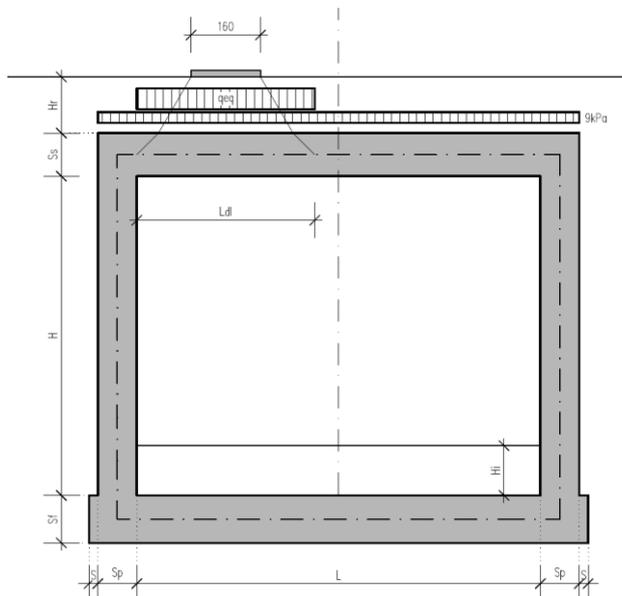
CDC 17: il momento in mezzeria soletta;

CDC 18: il taglio nella soletta a filo piedritto sinistro;

CDC 19: il taglio nella soletta a filo piedritto destro



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM CENTRATO



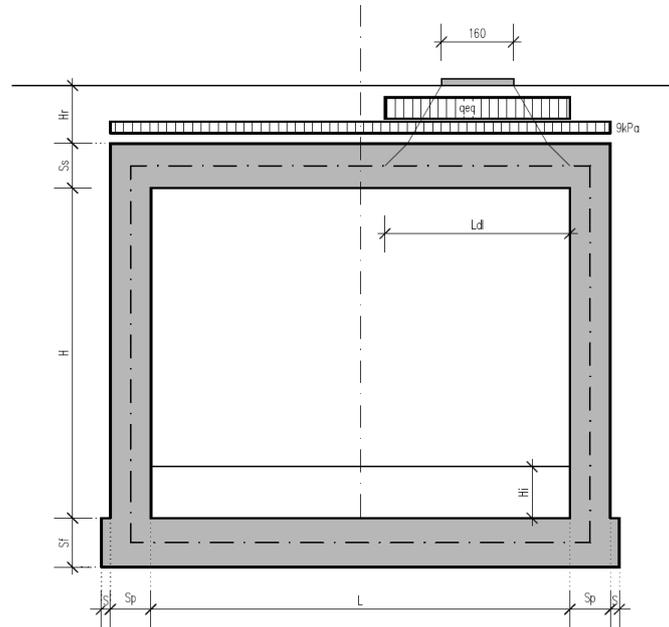
SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO SINISTRO

S.S. 128 "Centrale Sarda"

Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

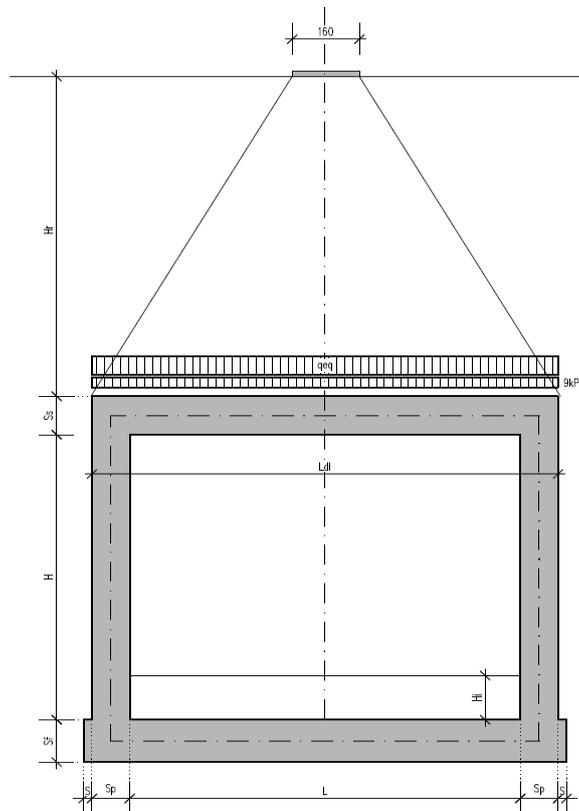
CA356

Relazione tecnica e di calcolo



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO – CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO DESTRO (CDC16+19)

Si noti che se $Ld > L + 2 \times Sp$ (larghezza netta interna + spessore dei piedritti), pertanto allora il carico equivalente è applicato a tutte le aste della soletta superiore nei tre casi suddetti, che vengono pertanto a coincidere tra loro.



Nel caso in cui la superficie superiore del sistema sia posizionata ad una quota considerevole rispetto all'applicazione dei carichi, il valore del sovraccarico uniforme da 20 KN/m² risulterà nettamente inferiore al carico tandem, per cui verrà ritenuto trascurabile.

9.3.6 Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

In accordo con la circolare ministeriale circolare 21 Gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP per il calcolo delle spinte generate dal sovraccarico sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m.

Anche in questo caso si tiene in conto la diffusione del carico attraverso il rilevato sia in direzione longitudinale che trasversale.

Al tandem si somma il carico uniformemente distribuito agente sulla i-esima corsia di carico $q_{ik} = 9$ kN/m².

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

9.3.7 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

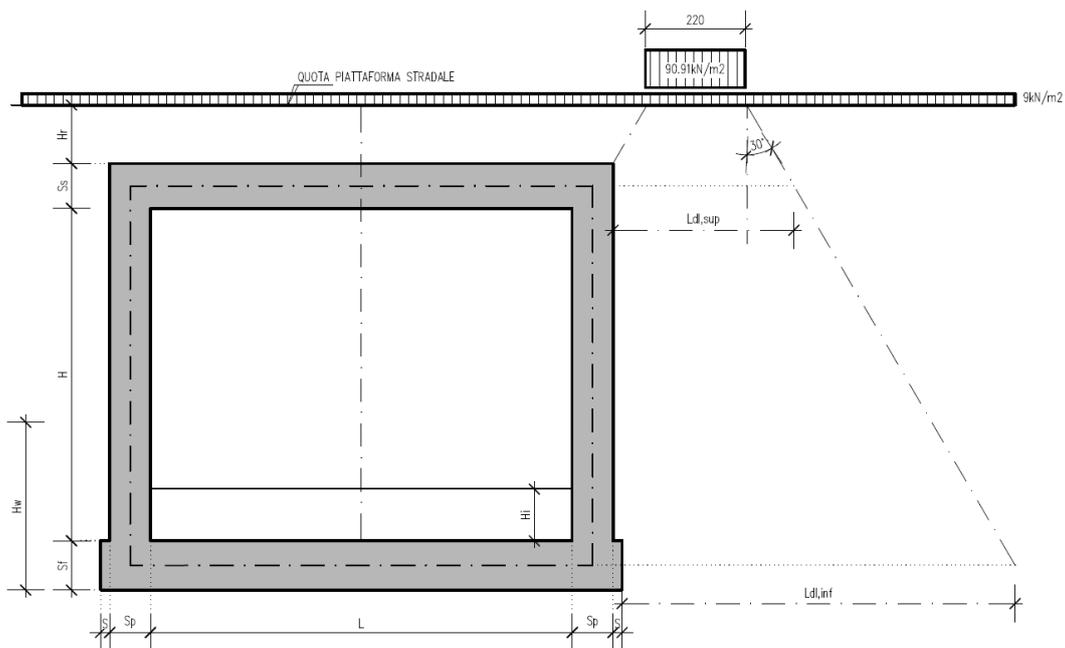
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

$$600 / (3.00 \times 2.20) = 90.91 \text{ kN/m}^2$$

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

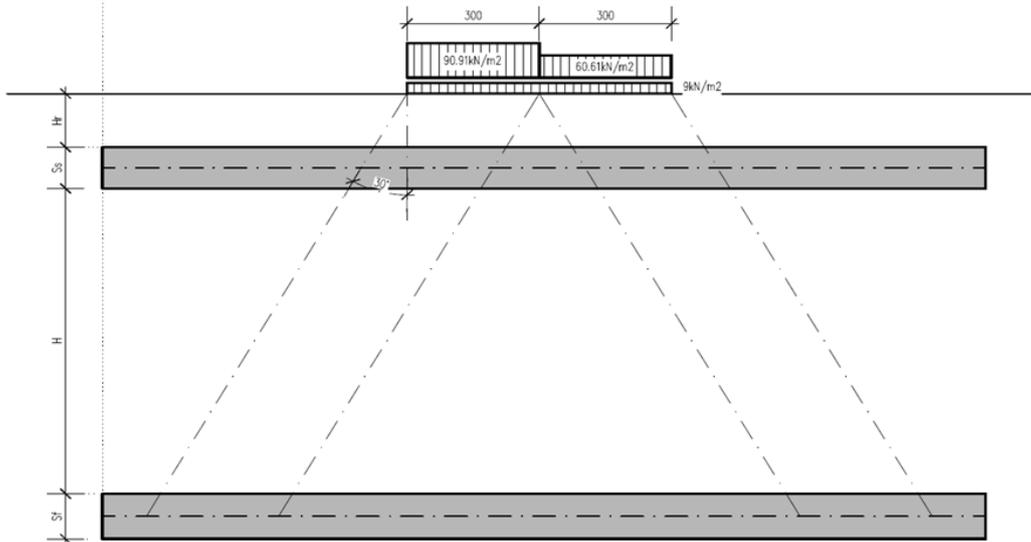
$$L_{dl,sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 5.285 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta superiore})$$

$$L_{dl,inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 7.13 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta inferiore})$$



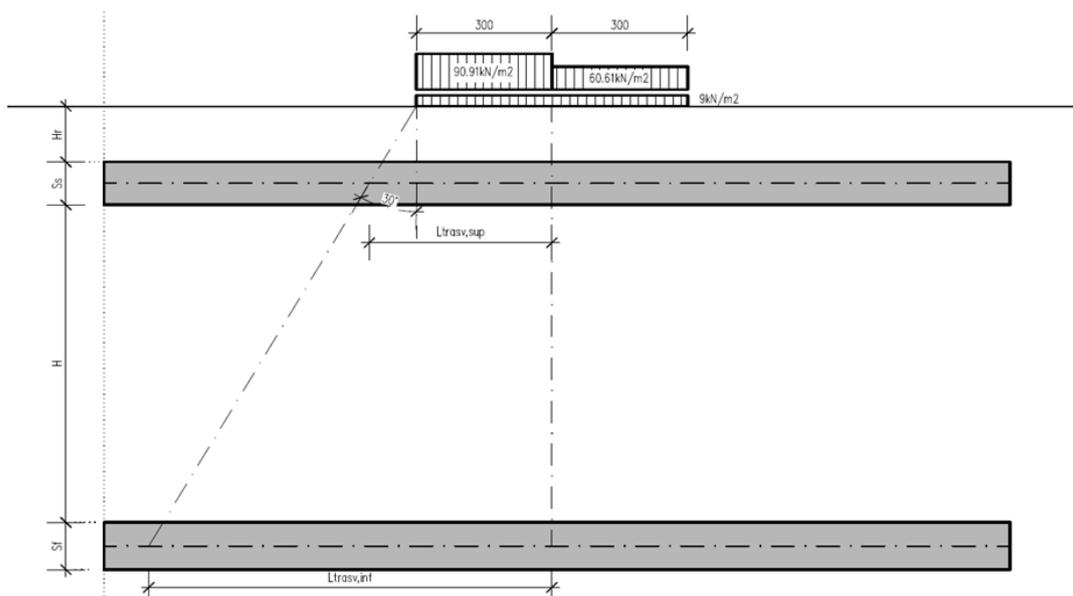
9.3.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale, considerando due colonne di carico e la ripartizione trasversale del carico distribuito.



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE TRASVERSALE

Per il calcolo delle azioni agenti sulle pareti dello scatolare, si considera il carico distribuito dovuto alla colonna di carico 1, limitando la diffusione del carico sul lato della seconda colonna di carico come schema seguente:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE LONGITUDINALE

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

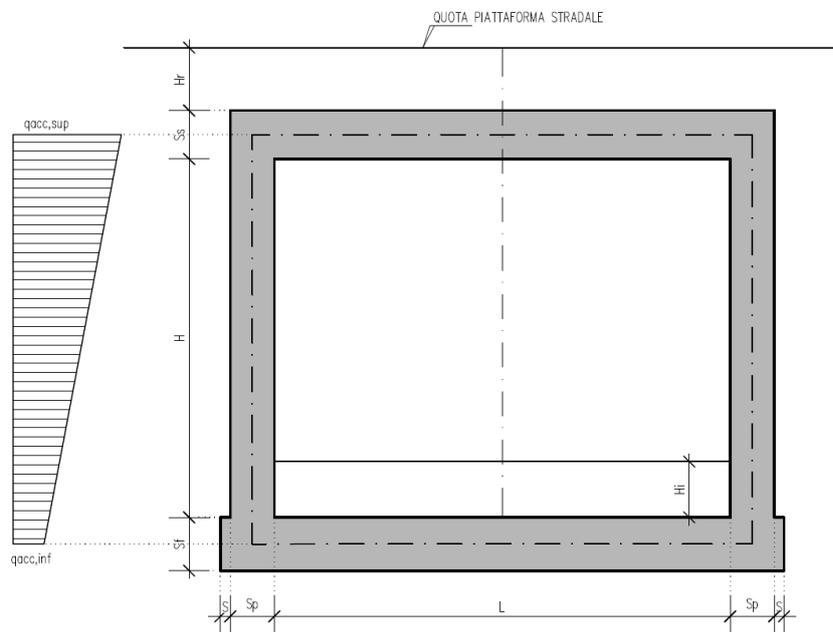
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dt,sup} = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s/2)] = 6.085 \text{ m}$$

$$L_{dt,inf} = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s + H + S_f/2)] = 7.93 \text{ m}$$

9.3.9 Definizione dei carichi di progetto

Il diagramma di spinta applicato ai piedritti varia linearmente fra i valori $q_{acc,sup2}$ e $q_{acc,sup1}$ come esemplificato nella immagine seguente (spinta a riposo).



SPINTA SUL PIEDRITTO GENERATA DAL CARICO DA TRAFFICO

Il contributo dei carichi Tandem vale (spinta a riposo):

$$q_{acc,sup} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,sup} \times L_{dl,sup}) \times k_0 = 4.54 \text{ kN/mq}$$

$$q_{acc,inf} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,inf} \times L_{dl,inf}) \times k_0 = 3.04 \text{ kN/mq}$$

Gli effetti di queste spinte sono maggiori rispetto all'effetto del carico da 20 kN/m² a tergo del rilevato.

Non si considera la concomitanza della spinta sul piedritto dovuta al carico tandem con la sua presenza sulla soletta perché incompatibile concettualmente ai sensi della norma.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Si sovrappone invece l'effetto del carico uniforme distribuito da 9 kN/m² con la possibile presenza del tandem sul manufatto.

Spinta sul piedritto generata dal carico accidentale $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ sul rilevato

Si considera la spinta sul piedritto del carico relativo al carico variabile costante di 9 kN/m² sia in condizioni di spinta attiva che di spinta a riposo.

Nelle condizioni di carico in oggetto si considera l'assenza del carico tandem:

$$p = k_0 \times q_{1k} = 1.42 \times 9 = 12.85 \text{ kN/m (spinta a riposo, CDC 33-34, piedritto sinistro/destro)}$$

9.3.10 Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione

Sulla soletta di fondazione si applicano unicamente i carichi provenienti dalla quantità di flusso che passerà all'interno della sezione, considerando come quota massima la stessa indicata nel franco all'interno degli elaborati esecutivi.

9.3.11 Carico da frenatura

La forza di frenatura q_3 è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e risulta pari a (si veda il paragrafo 5.1.3.5 del D.M. 17/01/2018):

$$180 \text{ kN} < q_3 = 0.6 \times 2 \times Q_{1k} + 0.10 q_{1k} \times w_1 \times L < 900 \text{ kN}$$

dove:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$w_1 = 3.00 \text{ m (larghezza della corsia)}$$

$$L = 2 \times S_p + B_i \text{ (larghezza della soletta compresi i piedritti)}$$

Nel caso in esame risulta:

$$F_r = 367.56 \text{ kN}$$

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante, alla lunghezza della soletta e alla larghezza di diffusione del carico (L_{dt}), con la seguente relazione:

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

$$q_f = 367.56 / 7.77 \cdot 4.80 = 9.85 \text{ kN/mq (CDC 20)}$$

9.3.12 Azione termica

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 10^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore ed un salto termico di 5°C sulla soletta superiore e sui piedritti, analizzando nelle combinazioni di carico i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa agendo sul segno della sollecitazione, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore e sui piedritti (CDC 22).

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$a = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$$

9.3.13 Ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore (CDC 23).

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$e_{cs} = e_{cd} + e_{ca}$$

dove:

e_{cs} è la deformazione totale per ritiro

e_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

e_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$e_{cd,\infty} = k_h \cdot e_{c0}$$

Può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 :

	Deformazione da ritiro per essiccamento (in %)					
fck	Umidità relativa (in %)					
	20.00	40.00	60.00	80.00	90.00	100.00

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

20.00	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	0.00
25.00	-0.59	-0.55	-0.46	-0.29	-0.16	0.00
28.00	-0.56	-0.53	-0.45	-0.28	-0.15	0.00
32.00	-0.54	-0.51	-0.42	-0.26	-0.15	0.00
40.00	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	0.00
60.00	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	0.10	0.00
80.00	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	0.00

Tabella valori ϵ_{c0}

h0 (mm)	kh
100	1
200	0.85
300	0.75
400	0.725
500	0.7

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\epsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Assumendo come umidità relativa

$$U_r = 70\%$$

Si hanno i seguenti risultati:

coefficiente	kh = 0.70
deformazione effettiva	$\epsilon_{c0} = -0.357 \text{ ‰}$
ritiro da essiccamento	$\epsilon_{cd,\infty} = -0.250 \text{ ‰}$
deformazione per ritiro autogeno	$\epsilon_{ca,\infty} = -0.048 \text{ ‰}$
ritiro totale	$\epsilon_{cs} = -0.398 \text{ ‰}$

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

si determina quindi la variazione termica equivalente:

coeff. espansione termica $\alpha = 0.00001$

variazione termica $\Delta T = \epsilon_{cs}/\alpha$ $\Delta T = -29.8 \text{ } ^\circ\text{C}$

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di h_0 , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a $\Phi (t = \infty) = 1.6$. Di conseguenza la variazione termica negativa equivalente applicata sarà

variazione termica equivalente $\Delta T_{eq} = -11.4^\circ\text{C}$

9.4 TM_AP_24 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 400x250 CM

9.4.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Peso sovrastruttura stradale	$0.40 \times 2200 = 880$	KN/m ²

Soletta inferiore

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Sovraccarico dovuto alla falda interna	$1.17 \times 1000 = 1170$	KN/m ²

Piedritti

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
--------------	---------------------------	-------------------

Tali carichi vengono considerati nelle condizioni di carico elementari CDC 1-2-3-26-27, in particolare nella CDC1 sono presenti i pesi propri della struttura, nelle condizioni di carico CDC2-26 i carichi permanenti della pavimentazione superiore ed inferiore rispettivamente, nelle CDC 3-27 i sottofondi superiore ed inferiore rispettivamente.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

9.4.2 Spinta delle terre

La spinta del terreno assume un andamento lineare con la profondità secondo la legge:

$$p_h = \lambda \gamma t z$$

dove si considera come coefficiente di spinta λ il coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda dell'elemento strutturale di cui si vogliono massimizzare le sollecitazioni

Tale condizione viene calcolata dall'elaboratore durante l'analisi dei calcoli, considerando le varie ipotesi ed elaborando un involucro tra le combinazioni di:

1. Spinta a riposo su entrambi i piedritti;
2. Spinta attiva su ambo i piedritti;
3. Spinta a riposo su piedritto sx e spinta attiva su piedritto dx;

La condizione di spinta 3) serve a mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera.

La condizione di spinta attiva, sebbene poco realistica considerando le caratteristiche dell'opera, viene comunque considerata a favore di sicurezza per massimizzare i valori delle sollecitazioni flessionali in corrispondenza delle mezzerie delle solette.

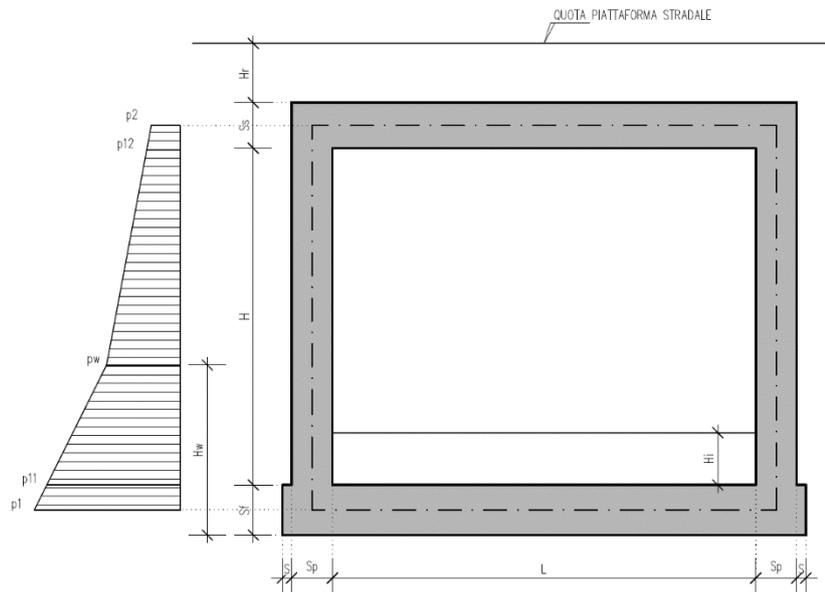
Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

9.4.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore

I casi di carico CDC7, CDC8, e CDC9 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5 del D.M. 17/01/2018.

In particolare lo schema di carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti ; i carichi concentrati sono pari a:

Q1k = 300 kN ad asse (300 + 300 = 600 kN) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;



$Q2k = 200$ kN ad asse ($200 + 200 = 400$ kN) su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

$Q3k = 100$ kN ad asse ($100 + 100 = 200$ kN) su corsia n.3 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

Si ipotizza che tali carichi siano applicati su un'impronta rettangolare pari a 2.4 x 1.60 m (1.6 m sviluppo parallelo alla corsia di traffico, 2.4 m sviluppo perpendicolare), ovvero pari all'ingombro complessivo esterno del tandem. Per quanto riguarda i carichi uniformemente distribuiti (associati ai carichi tandem) si considera prudenzialmente il carico $q1k = 9$ kN/m² applicato a tutte le colonne di carico (la norma prevede l'applicazione dalla seconda alla n-esima corsia di un carico ridotto da 2.5 kN/m²).

I carichi tandem vengono posizionati ortogonalmente all'asse del sottovia e vengono ripartiti sia in direzione longitudinale che trasversale dal piano stradale al piano medio della soletta superiore.

Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di 30° attraverso il rilevato stradale, in accordo con quanto riportato all'interno della circolare 21 Gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP, e con un angolo di 45° nella soletta superiore del tombino.

L'effetto dei carichi tandem sulla soletta superiore viene pertanto messo in conto attraverso la determinazione di un carico equivalente distribuito q_{eq} a cui si somma il carico uniforme $q1k = 9$ kN/m².

9.4.4 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)

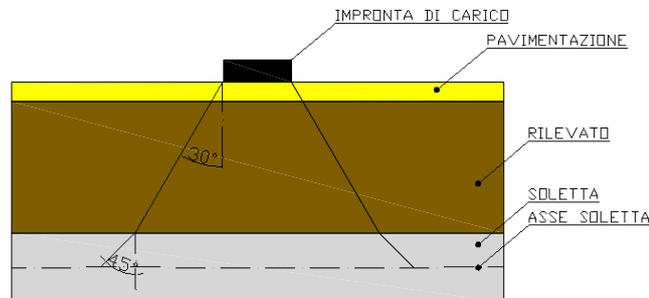
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dl} = 1.6 \text{ m} + 2x [\tan 30^\circ \times H_r + \tan 45^\circ \times S_s/2]$$

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Nel caso in esame risulta:

$$Ldl = 1.60 + 2 * (5 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 7.77 \text{ m}$$



9.4.5 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)

In direzione trasversale alla strada detta Ldt la larghezza di diffusione del carico trasversale dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta superiore

risulta:

$$Ldt = 2.40 + 2 * (5 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 8.57 \text{ m}$$

Poiché la diffusione è maggiore rispetto alla larghezza convenzionale si ha la sovrapposizione parziale tra la diffusione delle 2 maggiori corsie.

$$Q = (600+400)/(7.77*8.57) = 15.01 \text{ kN/m}^2.$$

Questa condizione è peggiorativa rispetto a considerare 1 sola colonna di carico.

A questa condizione si sovrappone il carico $q = 9 \text{ kN/m}$ uniforme su tutta la soletta (corrispondente al carico q1k della CDC 16).

La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem viene variata su tutta la soletta nei casi di carico

CDC17-19 per massimizzare:

CDC 17: il momento in mezzeria soletta;

CDC 18: il taglio nella soletta a filo piedritto sinistro;

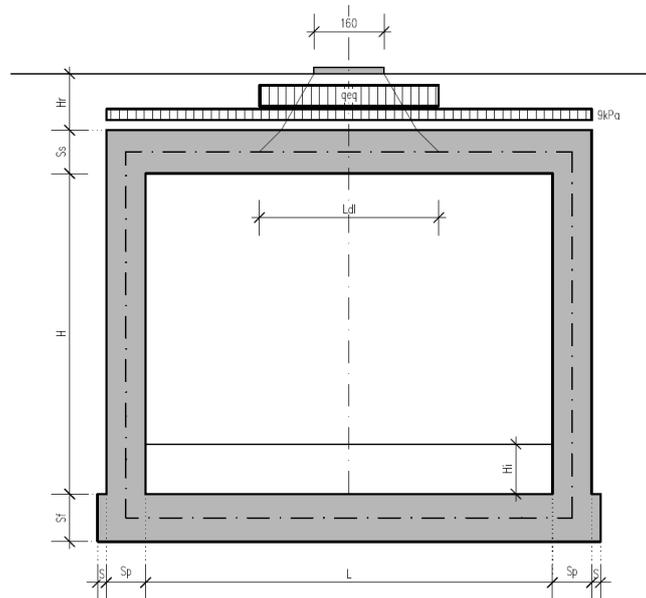
CDC 19: il taglio nella soletta a filo piedritto destro

S.S. 128 "Centrale Sarda"

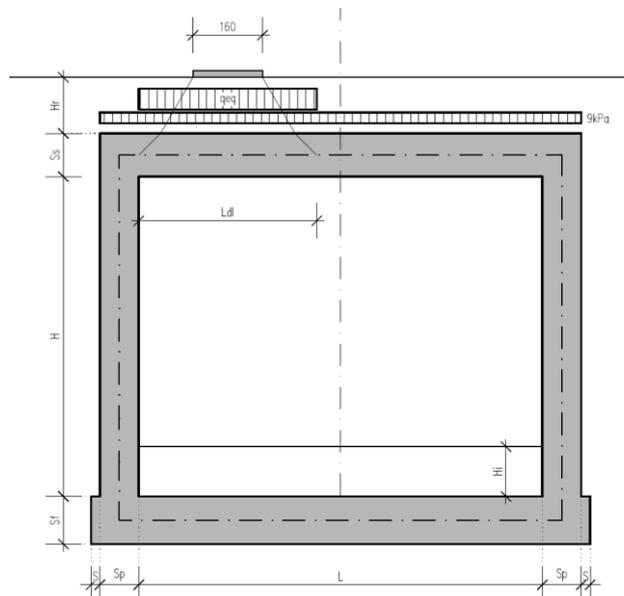
Lotto 0 bivio Monastir - bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

CA356

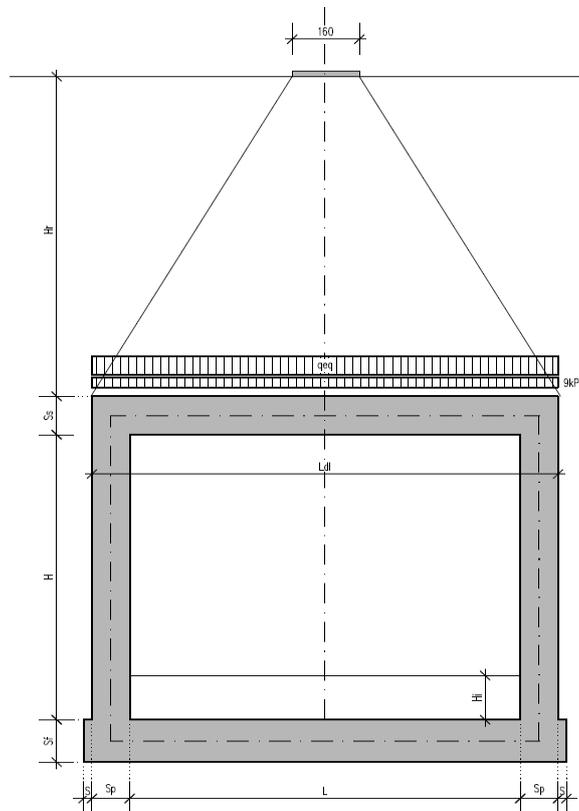
Relazione tecnica e di calcolo



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM CENTRATO



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO SINISTRO



Nel caso in cui la superficie superiore del sistema sia posizionata ad una quota considerevole rispetto all'applicazione dei carichi, il valore del sovraccarico uniforme da 20 KN/m² risulterà nettamente inferiore al carico tandem, per cui verrà ritenuto trascurabile.

9.4.6 Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

In accordo con la circolare ministeriale circolare 21 Gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP per il calcolo delle spinte generate dal sovraccarico sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m.

Anche in questo caso si tiene in conto la diffusione del carico attraverso il rilevato sia in direzione longitudinale che trasversale.

Al tandem si somma il carico uniformemente distribuito agente sulla i-esima corsia di carico $q_{ik} = 9$ kN/m².

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

9.4.7 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

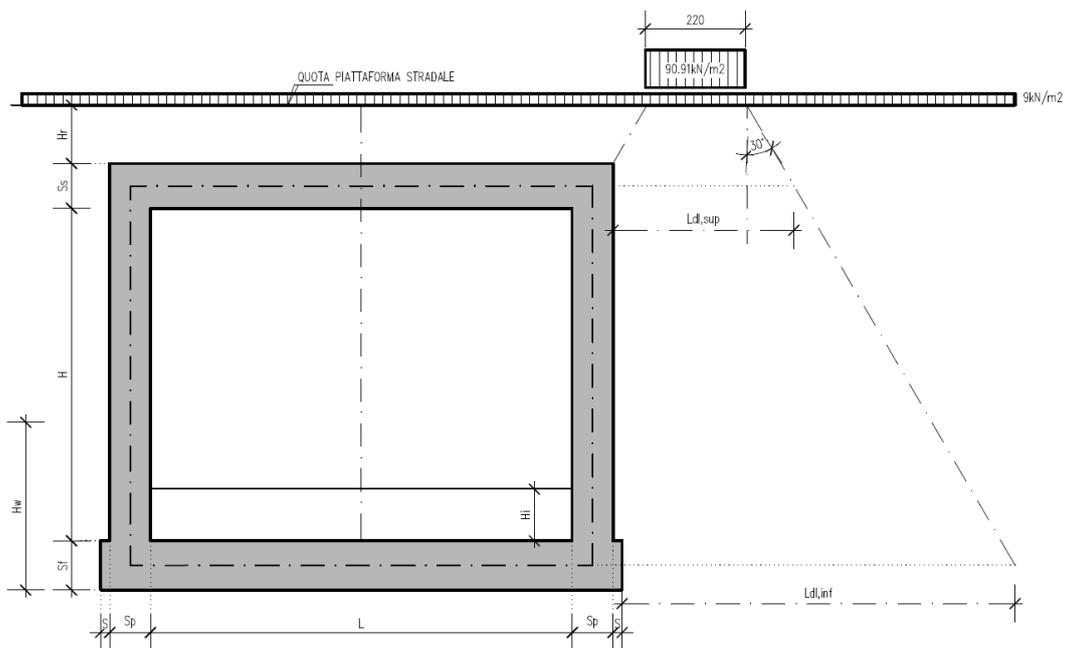
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

$$600/(3.00 \times 2.20) = 90.91 \text{ kN/m}^2$$

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

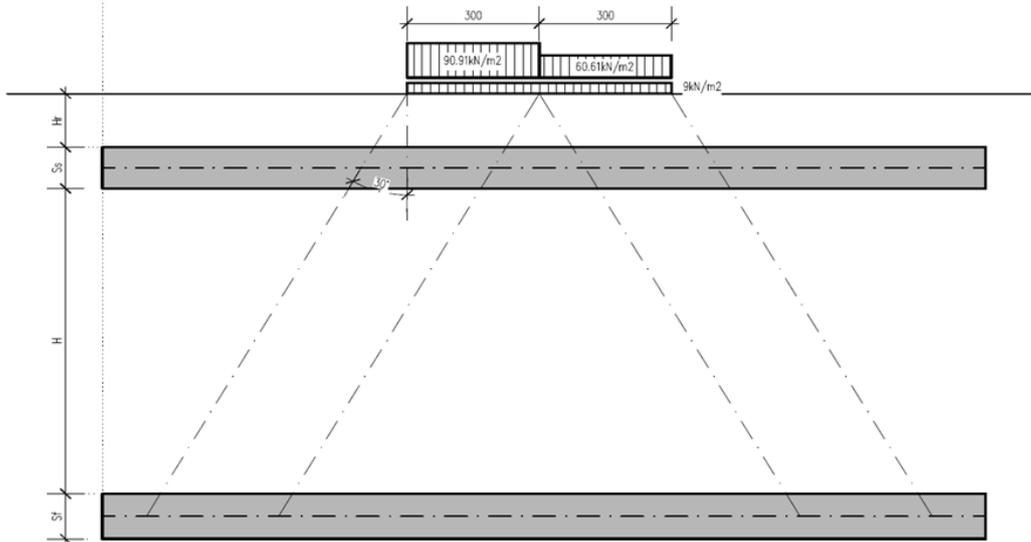
$$L_{dl,sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 5.285 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta superiore})$$

$$L_{dl,inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 7.13 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta inferiore})$$



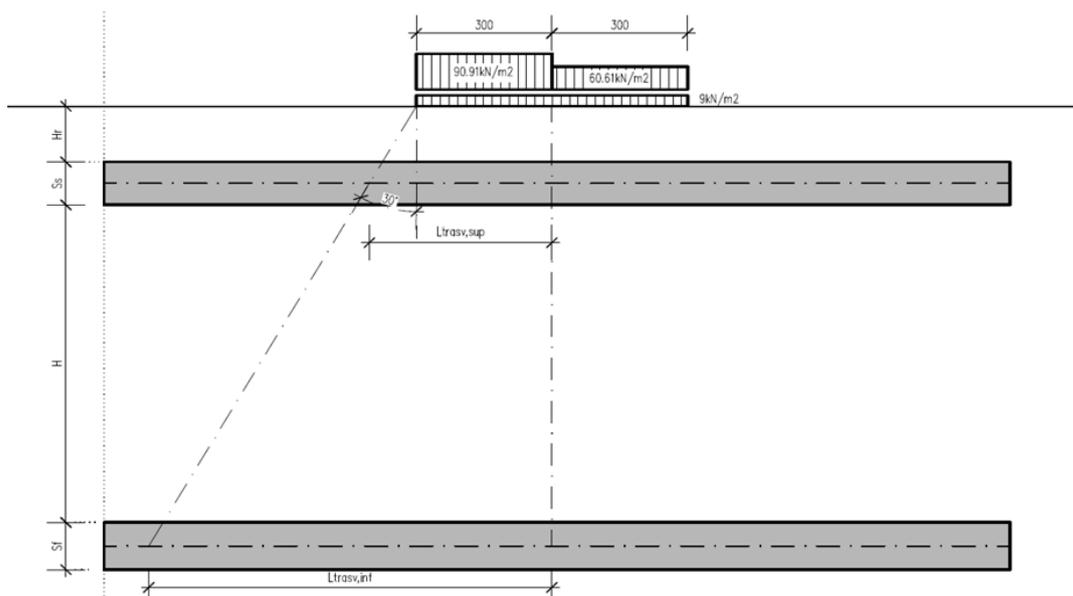
9.4.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale, considerando due colonne di carico e la ripartizione trasversale del carico distribuito.



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE TRASVERSALE

Per il calcolo delle azioni agenti sulle pareti dello scatolare, si considera il carico distribuito dovuto alla colonna di carico 1, limitando la diffusione del carico sul lato della seconda colonna di carico come schema seguente:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE LONGITUDINALE

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

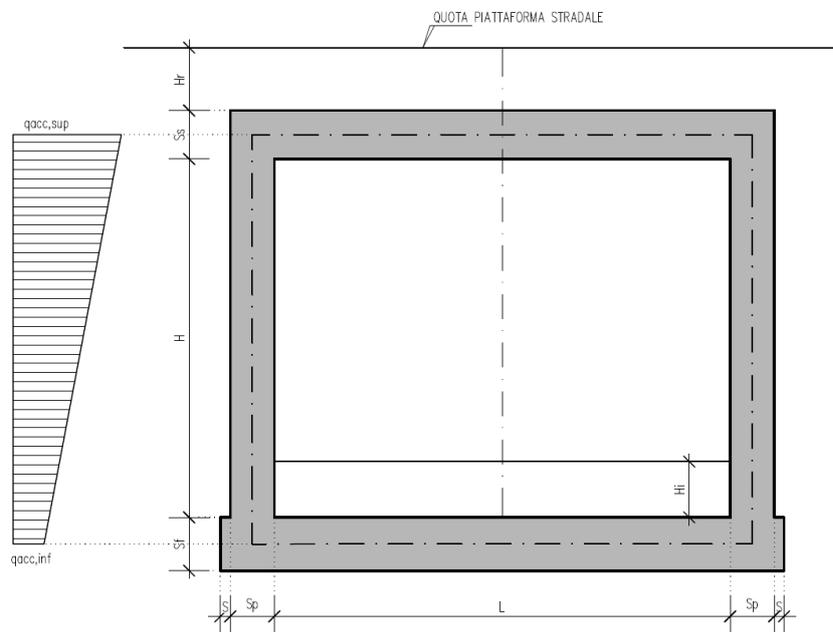
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldt,sup = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss/2)] = 6.085 \text{ m}$$

$$Ldt,inf = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss + H + Sf/2)] = 7.93 \text{ m}$$

9.4.9 Definizione dei carichi di progetto

Il diagramma di spinta applicato ai piedritti varia linearmente fra i valori $qacc,sup2$ e $qacc,sup1$ come esemplificato nella immagine seguente (spinta a riposo).



SPINTA SUL PIEDRITTO GENERATA DAL CARICO DA TRAFFICO

Il contributo dei carichi Tandem vale (spinta a riposo):

$$qacc,sup = 2 \times Q1,k \times (Ldt,sup \times Ldl,sup) \times k0 = 4.54 \text{ kN/mq}$$

$$qacc,inf = 2 \times Q1,k \times (Ldt,inf \times Ldl,inf) \times k0 = 3.04 \text{ kN/mq}$$

Gli effetti di queste spinte sono maggiori rispetto all'effetto del carico da 20 kN/m² a tergo del rilevato.

Non si considera la concomitanza della spinta sul piedritto dovuta al carico tandem con la sua presenza sulla soletta perché incompatibile concettualmente ai sensi della norma.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Si sovrappone invece l'effetto del carico uniforme distribuito da 9 kN/m² con la possibile presenza del tandem sul manufatto.

Spinta sul piedritto generata dal carico accidentale $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ sul rilevato

Si considera la spinta sul piedritto del carico relativo al carico variabile costante di 9 kN/m² sia in condizioni di spinta attiva che di spinta a riposo.

Nelle condizioni di carico in oggetto si considera l'assenza del carico tandem:

$$p = k_0 \times q_{1k} = 1.42 \times 9 = 12.85 \text{ kN/m (spinta a riposo, CDC 33-34, piedritto sinistro/destro)}$$

9.4.10 Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione

Sulla soletta di fondazione si applicano unicamente i carichi provenienti dalla quantità di flusso che passerà all'interno della sezione, considerando come quota massima la stessa indicata nel franco all'interno degli elaborati esecutivi.

9.4.11 Carico da frenatura

La forza di frenatura q_3 è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e risulta pari a (si veda il paragrafo 5.1.3.5 del D.M. 17/01/2018):

$$180 \text{ kN} < q_3 = 0.6 \times 2 \times Q_{1k} + 0.10 q_{1k} \times w_1 \times L < 900 \text{ kN}$$

dove:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$w_1 = 3.00 \text{ m (larghezza della corsia)}$$

$$L = 2 \times S_p + B_i \text{ (larghezza della soletta compresi i piedritti)}$$

Nel caso in esame risulta:

$$F_r = 367.56 \text{ kN}$$

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante, alla lunghezza della soletta e alla larghezza di diffusione del carico (L_{dt}), con la seguente relazione:

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

$$q_f = 367.56 / 7.77 \cdot 4.80 = 9.85 \text{ kN/mq (CDC 20)}$$

9.4.12 Azione termica

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 10^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore ed un salto termico di 5°C sulla soletta superiore e sui piedritti, analizzando nelle combinazioni di carico i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa agendo sul segno della sollecitazione, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore e sui piedritti (CDC 22).

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$a = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$$

9.4.13 Ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore (CDC 23).

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$e_{cs} = e_{cd} + e_{ca}$$

dove:

e_{cs} è la deformazione totale per ritiro

e_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

e_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$e_{cd,\infty} = k_h \cdot e_{c0}$$

Può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 :

	Deformazione da ritiro per essiccamento (in %)					
fck	Umidità relativa (in %)					
	20.00	40.00	60.00	80.00	90.00	100.00

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

20.00	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	0.00
25.00	-0.59	-0.55	-0.46	-0.29	-0.16	0.00
28.00	-0.56	-0.53	-0.45	-0.28	-0.15	0.00
32.00	-0.54	-0.51	-0.42	-0.26	-0.15	0.00
40.00	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	0.00
60.00	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	0.10	0.00
80.00	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	0.00

Tabella valori ϵ_{c0}

h0 (mm)	kh
100	1
200	0.85
300	0.75
400	0.725
500	0.7

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\epsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Assumendo come umidità relativa

$$U_r = 70\%$$

Si hanno i seguenti risultati:

coefficiente	kh = 0.70
deformazione effettiva	$\epsilon_{c0} = -0.357 \text{ ‰}$
ritiro da essiccamento	$\epsilon_{cd,\infty} = -0.250 \text{ ‰}$
deformazione per ritiro autogeno	$\epsilon_{ca,\infty} = -0.048 \text{ ‰}$
ritiro totale	$\epsilon_{cs} = -0.398 \text{ ‰}$

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

si determina quindi la variazione termica equivalente:

coeff. espansione termica $\alpha = 0.00001$

variazione termica $\Delta T = \varepsilon_{cs}/\alpha$ $\Delta T = -29.8 \text{ } ^\circ\text{C}$

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di h_0 , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a $\Phi (t = \infty) = 1.6$. Di conseguenza la variazione termica negativa equivalente applicata sarà

variazione termica equivalente $\Delta T_{eq} = -11.4^\circ\text{C}$

9.5 TM_AP_26 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 400x250 CM

9.5.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Peso sovrastruttura stradale	$0.40 \times 2200 = 880$	KN/m ²

Soletta inferiore

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Sovraccarico dovuto alla falda interna	$1.17 \times 1000 = 1170$	KN/m ²

Piedritti

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
--------------	---------------------------	-------------------

Tali carichi vengono considerati nelle condizioni di carico elementari CDC 1-2-3-26-27, in particolare nella CDC1 sono presenti i pesi propri della struttura, nelle condizioni di carico CDC2-26 i carichi permanenti della pavimentazione superiore ed inferiore rispettivamente, nelle CDC 3-27 i soffondi superiore ed inferiore rispettivamente.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

9.5.2 Spinta delle terre

La spinta del terreno assume un andamento lineare con la profondità secondo la legge:

$$p_h = \lambda \gamma t z$$

dove si considera come coefficiente di spinta λ il coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda dell'elemento strutturale di cui si vogliono massimizzare le sollecitazioni

Tale condizione viene calcolata dall'elaboratore durante l'analisi dei calcoli, considerando le varie ipotesi ed elaborando un involucro tra le combinazioni di:

1. Spinta a riposo su entrambi i piedritti;
2. Spinta attiva su ambo i piedritti;
3. Spinta a riposo su piedritto sx e spinta attiva su piedritto dx;

La condizione di spinta 3) serve a mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera.

La condizione di spinta attiva, sebbene poco realistica considerando le caratteristiche dell'opera, viene comunque considerata a favore di sicurezza per massimizzare i valori delle sollecitazioni flessionali in corrispondenza delle mezzerie delle solette.

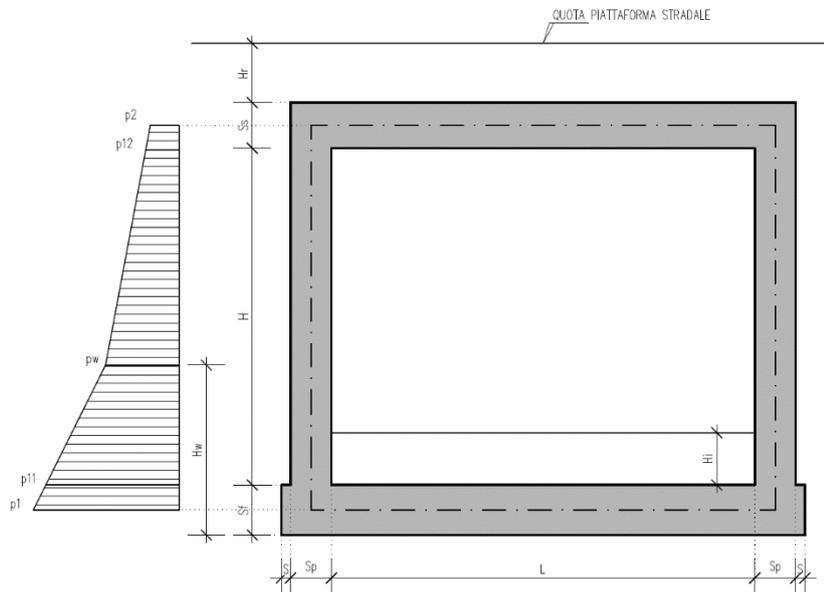
Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

9.5.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore

I casi di carico CDC7, CDC8, e CDC9 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5 del D.M. 17/01/2018.

In particolare lo schema di carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti ; i carichi concentrati sono pari a:

Q1k = 300 kN ad asse (300 + 300 = 600 kN) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;



$Q2k = 200 \text{ kN}$ ad asse ($200 + 200 = 400 \text{ kN}$) su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

$Q3k = 100 \text{ kN}$ ad asse ($100 + 100 = 200 \text{ kN}$) su corsia n.3 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

Si ipotizza che tali carichi siano applicati su un'impronta rettangolare pari a $2.4 \times 1.60 \text{ m}$ (1.6 m sviluppo parallelo alla corsia di traffico, 2.4 m sviluppo perpendicolare), ovvero pari all'ingombro complessivo esterno del tandem. Per quanto riguarda i carichi uniformemente distribuiti (associati ai carichi tandem) si considera prudenzialmente il carico $q1k = 9 \text{ kN/m}^2$ applicato a tutte le colonne di carico (la norma prevede l'applicazione dalla seconda alla n-esima corsia di un carico ridotto da 2.5 kN/m^2).

I carichi tandem vengono posizionati ortogonalmente all'asse del sottovia e vengono ripartiti sia in direzione longitudinale che trasversale dal piano stradale al piano medio della soletta superiore.

Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di 30° attraverso il rilevato stradale, in accordo con quanto riportato all'interno della circolare 21 Gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP, e con un angolo di 45° nella soletta superiore del tombino.

L'effetto dei carichi tandem sulla soletta superiore viene pertanto messo in conto attraverso la determinazione di un carico equivalente distribuito qeq a cui si somma il carico uniforme $q1k = 9 \text{ kN/m}^2$.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

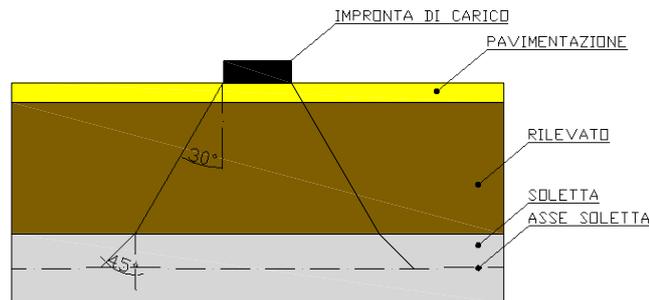
9.5.4 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldl = 1.6 \text{ m} + 2x [\tan 30^\circ \times Hr + \tan 45^\circ \times Ss/2]$$

Nel caso in esame risulta:

$$Ldl = 1.60 + 2 * (5 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 7.77 \text{ m}$$



9.5.5 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)

In direzione trasversale alla strada detta Ldt la larghezza di diffusione del carico trasversale dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta superiore

risulta:

$$Ldt = 2.40 + 2 * (5 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 8.57 \text{ m}$$

Poiché la diffusione è maggiore rispetto alla larghezza convenzionale si ha la sovrapposizione parziale tra la diffusione delle 2 maggiori corsie.

$$Q = (600+400)/(7.77*8.57) = 15.01 \text{ kN/m}^2.$$

Questa condizione è peggiorativa rispetto a considerare 1 sola colonna di carico.

A questa condizione si sovrappone il carico $q = 9 \text{ kN/m}$ uniforme su tutta la soletta (corrispondente al carico $q1k$ della CDC 16).

La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem viene variata su tutta la soletta nei casi di carico

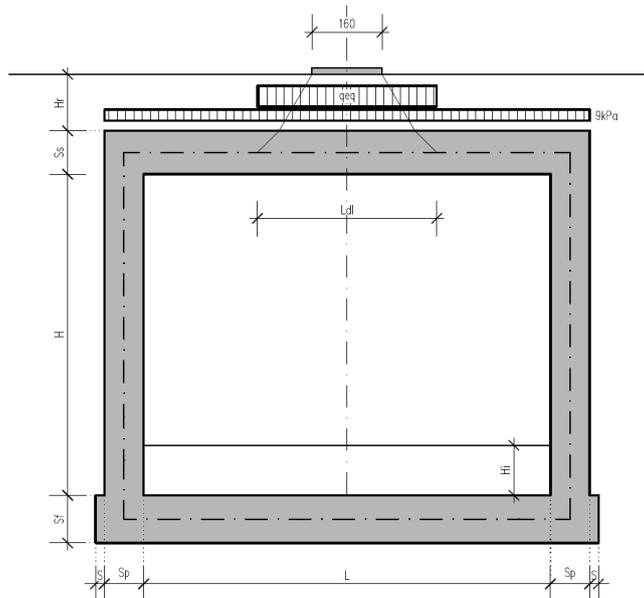
S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 ANAS GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

CDC17-19 per massimizzare:

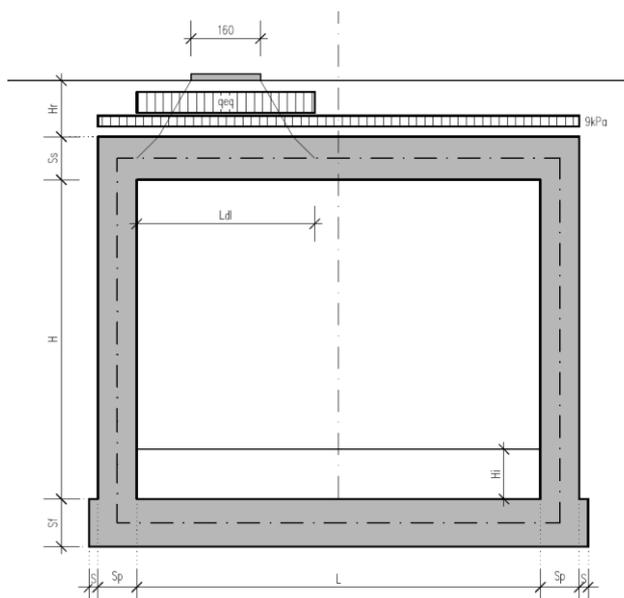
CDC 17: il momento in mezzeria soletta;

CDC 18: il taglio nella soletta a filo piedritto sinistro;

CDC 19: il taglio nella soletta a filo piedritto destro



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM CENTRATO



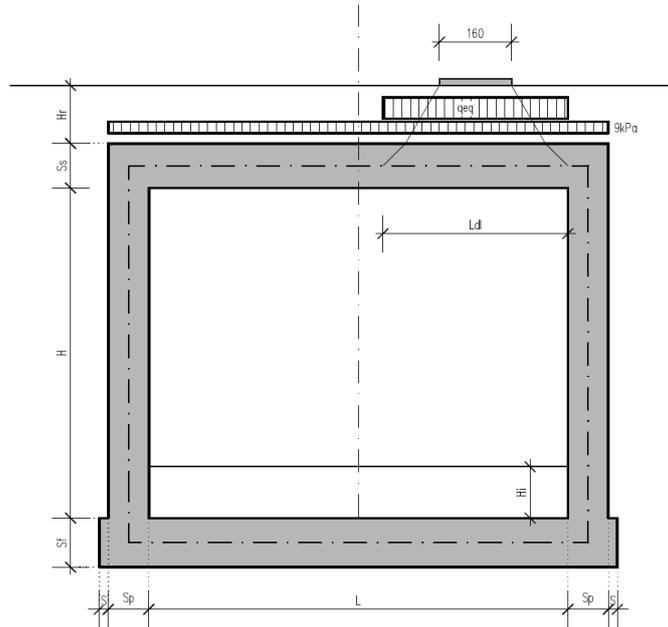
SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO SINISTRO

S.S. 128 "Centrale Sarda"

Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

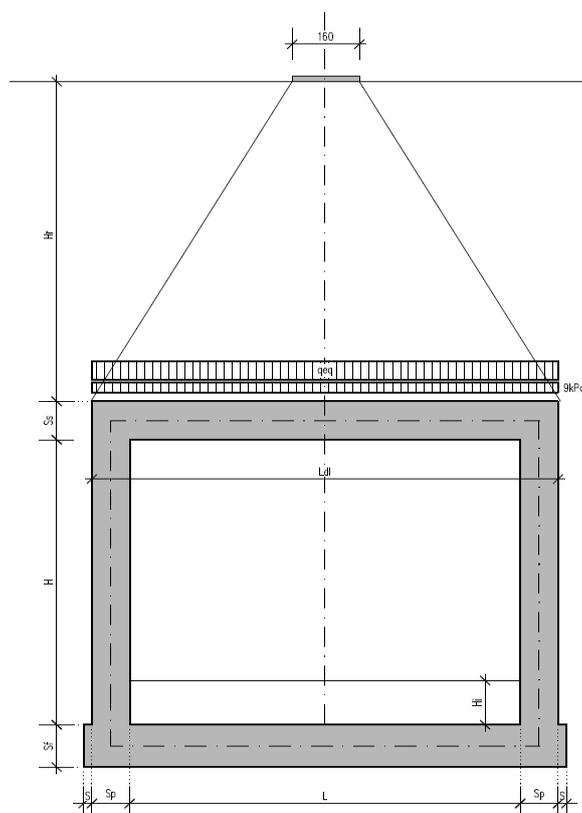
CA356

Relazione tecnica e di calcolo



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO – CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO DESTRO (CDC16+19)

Si noti che se $Ld > L + 2 \times Sp$ (larghezza netta interna + spessore dei piedritti), pertanto allora il carico equivalente è applicato a tutte le aste della soletta superiore nei tre casi suddetti, che vengono pertanto a coincidere tra loro.



Nel caso in cui la superficie superiore del sistema sia posizionata ad una quota considerevole rispetto all'applicazione dei carichi, il valore del sovraccarico uniforme da 20 KN/m² risulterà nettamente inferiore al carico tandem, per cui verrà ritenuto trascurabile.

9.5.6 Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

In accordo con la circolare ministeriale circolare 21 Gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP per il calcolo delle spinte generate dal sovraccarico sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m.

Anche in questo caso si tiene in conto la diffusione del carico attraverso il rilevato sia in direzione longitudinale che trasversale.

Al tandem si somma il carico uniformemente distribuito agente sulla i-esima corsia di carico $q_{ik} = 9$ kN/m².

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

9.5.7 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

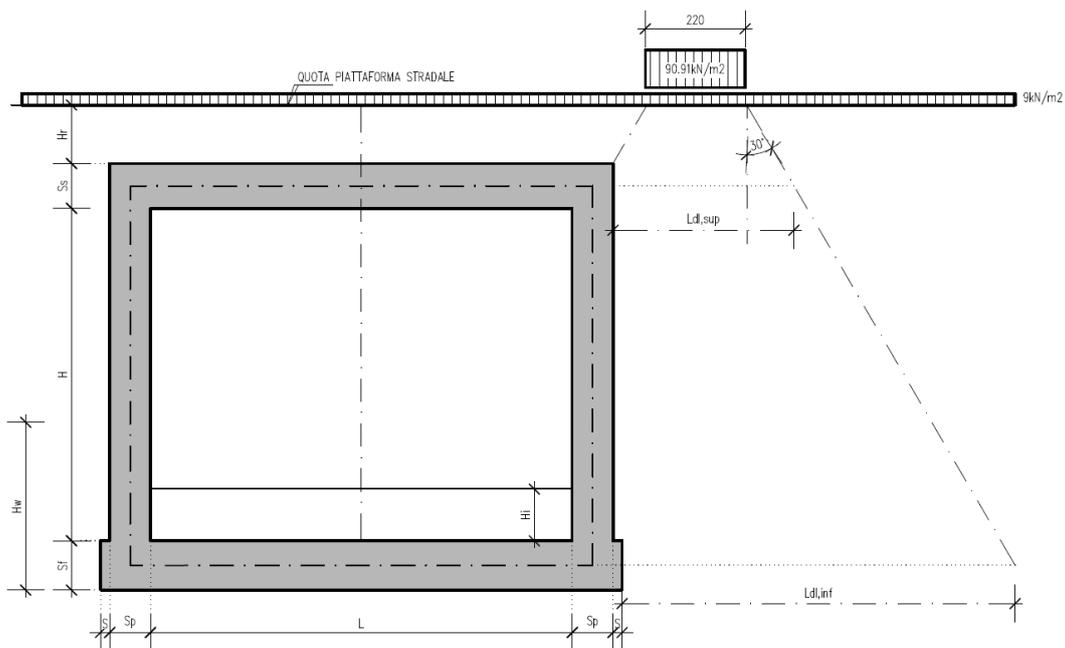
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

$$600 / (3.00 \times 2.20) = 90.91 \text{ kN/m}^2$$

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

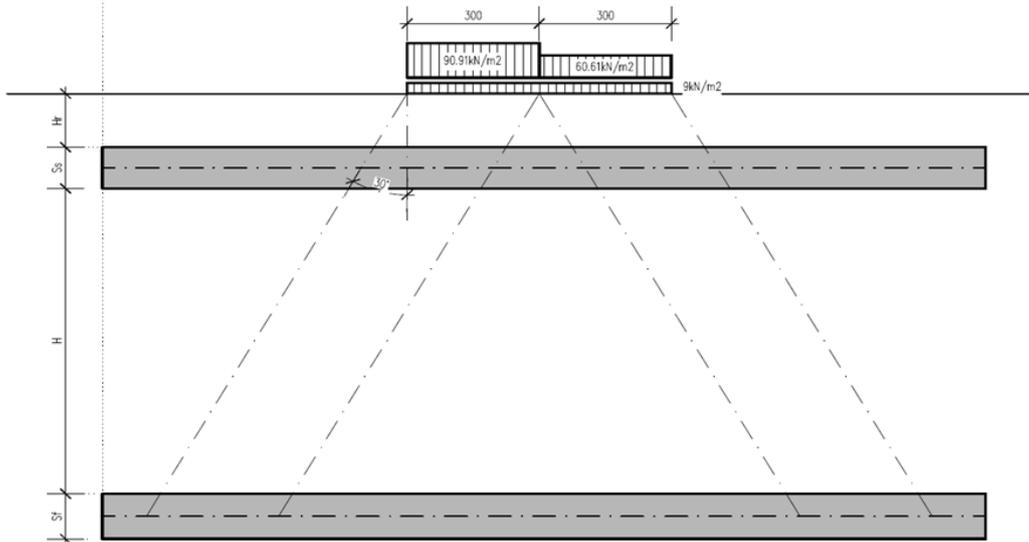
$$L_{dl,sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 5.285 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta superiore})$$

$$L_{dl,inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 7.13 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta inferiore})$$



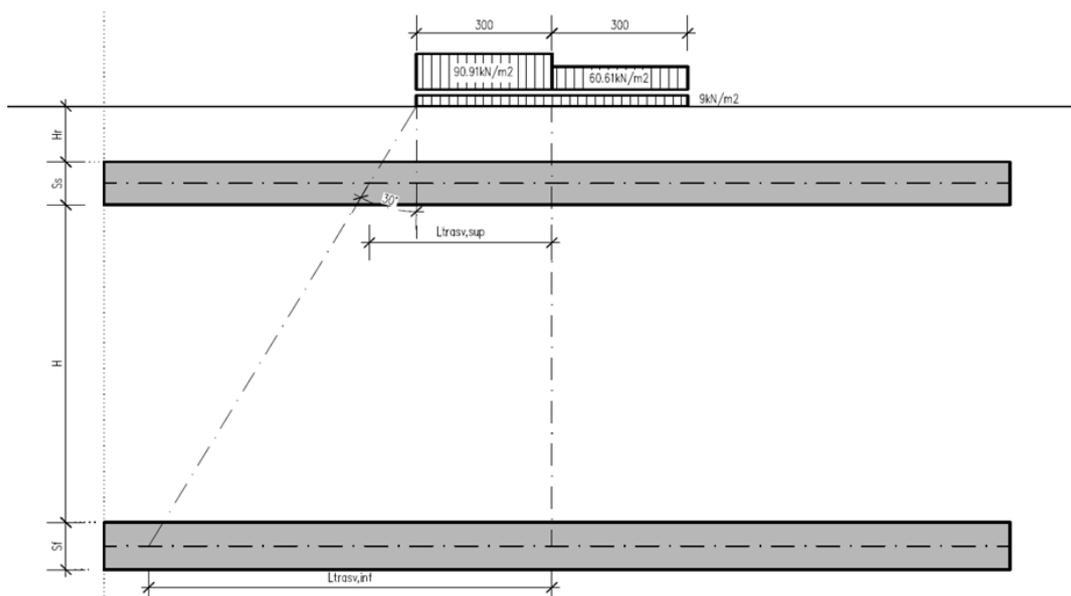
9.5.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale, considerando due colonne di carico e la ripartizione trasversale del carico distribuito.



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE TRASVERSALE

Per il calcolo delle azioni agenti sulle pareti dello scatolare, si considera il carico distribuito dovuto alla colonna di carico 1, limitando la diffusione del carico sul lato della seconda colonna di carico come schema seguente:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE LONGITUDINALE

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

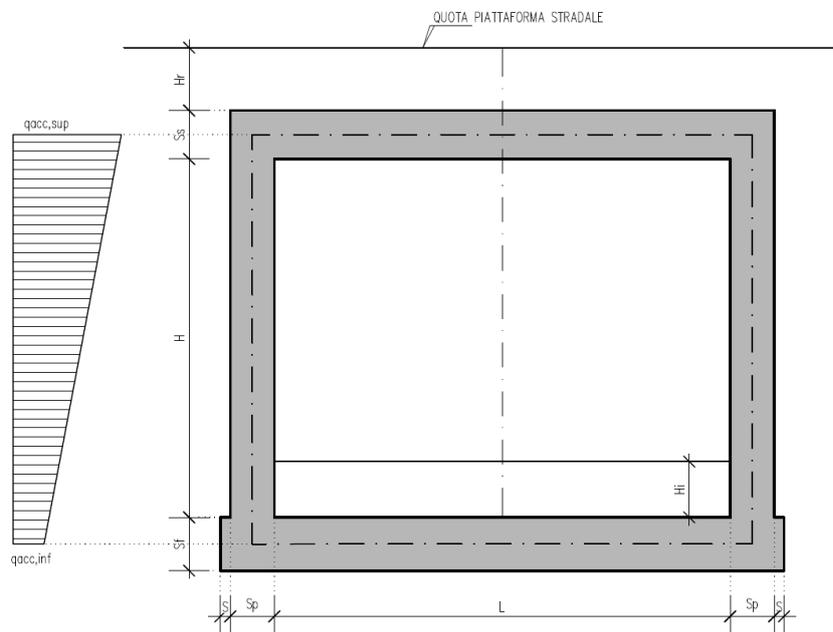
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldt,sup = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss/2)] = 6.085 \text{ m}$$

$$Ldt,inf = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss + H + Sf/2)] = 7.93 \text{ m}$$

9.5.9 Definizione dei carichi di progetto

Il diagramma di spinta applicato ai piedritti varia linearmente fra i valori $qacc,sup2$ e $qacc,sup1$ come esemplificato nella immagine seguente (spinta a riposo).



SPINTA SUL PIEDRITTO GENERATA DAL CARICO DA TRAFFICO

Il contributo dei carichi Tandem vale (spinta a riposo):

$$qacc,sup = 2 \times Q1,k \times (Ldt,sup \times Ldl,sup) \times k0 = 4.54 \text{ kN/mq}$$

$$qacc,inf = 2 \times Q1,k \times (Ldt,inf \times Ldl,inf) \times k0 = 3.04 \text{ kN/mq}$$

Gli effetti di queste spinte sono maggiori rispetto all'effetto del carico da 20 kN/m² a tergo del rilevato.

Non si considera la concomitanza della spinta sul piedritto dovuta al carico tandem con la sua presenza sulla soletta perché incompatibile concettualmente ai sensi della norma.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Si sovrappone invece l'effetto del carico uniforme distribuito da 9 kN/m² con la possibile presenza del tandem sul manufatto.

Spinta sul piedritto generata dal carico accidentale $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ sul rilevato

Si considera la spinta sul piedritto del carico relativo al carico variabile costante di 9 kN/m² sia in condizioni di spinta attiva che di spinta a riposo.

Nelle condizioni di carico in oggetto si considera l'assenza del carico tandem:

$$p = k_0 \times q_{1k} = 1.42 \times 9 = 12.85 \text{ kN/m (spinta a riposo, CDC 33-34, piedritto sinistro/destro)}$$

9.5.10 Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione

Sulla soletta di fondazione si applicano unicamente i carichi provenienti dalla quantità di flusso che passerà all'interno della sezione, considerando come quota massima la stessa indicata nel franco all'interno degli elaborati esecutivi.

9.5.11 Carico da frenatura

La forza di frenatura q_3 è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e risulta pari a (si veda il paragrafo 5.1.3.5 del D.M. 17/01/2018):

$$180 \text{ kN} < q_3 = 0.6 \times 2 \times Q_{1k} + 0.10 q_{1k} \times w_1 \times L < 900 \text{ kN}$$

dove:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$w_1 = 3.00 \text{ m (larghezza della corsia)}$$

$$L = 2 \times S_p + B_i \text{ (larghezza della soletta compresi i piedritti)}$$

Nel caso in esame risulta:

$$F_r = 367.56 \text{ kN}$$

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante, alla lunghezza della soletta e alla larghezza di diffusione del carico (L_{dt}), con la seguente relazione:

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

$$q_f = 367.56 / 7.77 \cdot 4.80 = 9.85 \text{ kN/mq (CDC 20)}$$

9.5.12 Azione termica

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 10^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore ed un salto termico di 5°C sulla soletta superiore e sui piedritti, analizzando nelle combinazioni di carico i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa agendo sul segno della sollecitazione, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore e sui piedritti (CDC 22).

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$a = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$$

9.5.13 Ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore (CDC 23).

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$e_{cs} = e_{cd} + e_{ca}$$

dove:

e_{cs} è la deformazione totale per ritiro

e_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

e_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$e_{cd,\infty} = k_h \cdot e_{c0}$$

Può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 :

	Deformazione da ritiro per essiccamento (in %)					
fck	Umidità relativa (in %)					
	20.00	40.00	60.00	80.00	90.00	100.00

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

20.00	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	0.00
25.00	-0.59	-0.55	-0.46	-0.29	-0.16	0.00
28.00	-0.56	-0.53	-0.45	-0.28	-0.15	0.00
32.00	-0.54	-0.51	-0.42	-0.26	-0.15	0.00
40.00	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	0.00
60.00	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	0.10	0.00
80.00	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	0.00

Tabella valori ϵ_{c0}

h0 (mm)	kh
100	1
200	0.85
300	0.75
400	0.725
500	0.7

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\epsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Assumendo come umidità relativa

$$U_r = 70\%$$

Si hanno i seguenti risultati:

coefficiente	kh = 0.70
deformazione effettiva	$\epsilon_{c0} = -0.357 \text{ ‰}$
ritiro da essiccamento	$\epsilon_{cd,\infty} = -0.250 \text{ ‰}$
deformazione per ritiro autogeno	$\epsilon_{ca,\infty} = -0.048 \text{ ‰}$
ritiro totale	$\epsilon_{cs} = -0.398 \text{ ‰}$

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

si determina quindi la variazione termica equivalente:

coeff. espansione termica $\alpha = 0.00001$

variazione termica $\Delta T = \varepsilon_{cs}/\alpha$ $\Delta T = -29.8 \text{ } ^\circ\text{C}$

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di h_0 , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a $\Phi (t = \infty) = 1.6$. Di conseguenza la variazione termica negativa equivalente applicata sarà

variazione termica equivalente $\Delta T_{eq} = -11.4^\circ\text{C}$

9.6 TM_AS_38 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 400x250 CM

9.6.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Peso sovrastruttura stradale	$0.40 \times 2200 = 880$	KN/m ²

Soletta inferiore

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Sovraccarico dovuto alla falda interna	$1.17 \times 1000 = 1170$	KN/m ²

Piedritti

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
--------------	---------------------------	-------------------

Tali carichi vengono considerati nelle condizioni di carico elementari CDC 1-2-3-26-27, in particolare nella CDC1 sono presenti i pesi propri della struttura, nelle condizioni di carico CDC2-26 i carichi permanenti della pavimentazione superiore ed inferiore rispettivamente, nelle CDC 3-27 i sottofondi superiore ed inferiore rispettivamente.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

9.6.2 Spinta delle terre

La spinta del terreno assume un andamento lineare con la profondità secondo la legge:

$$p_h = \lambda \gamma t z$$

dove si considera come coefficiente di spinta λ il coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda dell'elemento strutturale di cui si vogliono massimizzare le sollecitazioni

Tale condizione viene calcolata dall'elaboratore durante l'analisi dei calcoli, considerando le varie ipotesi ed elaborando un involucro tra le combinazioni di:

1. Spinta a riposo su entrambi i piedritti;
2. Spinta attiva su ambo i piedritti;
3. Spinta a riposo su piedritto sx e spinta attiva su piedritto dx;

La condizione di spinta 3) serve a mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera.

La condizione di spinta attiva, sebbene poco realistica considerando le caratteristiche dell'opera, viene comunque considerata a favore di sicurezza per massimizzare i valori delle sollecitazioni flessionali in corrispondenza delle mezzerie delle solette.

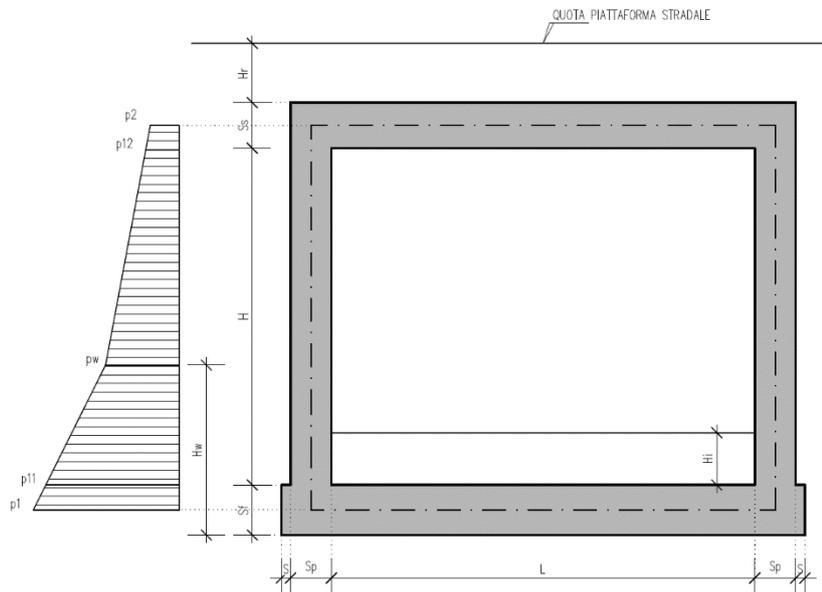
Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

9.6.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore

I casi di carico CDC7, CDC8, e CDC9 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5 del D.M. 17/01/2018.

In particolare lo schema di carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti; i carichi concentrati sono pari a:

Q1k = 300 kN ad asse (300 + 300 = 600 kN) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;



$Q2k = 200$ kN ad asse ($200 + 200 = 400$ kN) su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

$Q3k = 100$ kN ad asse ($100 + 100 = 200$ kN) su corsia n.3 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

Si ipotizza che tali carichi siano applicati su un'impronta rettangolare pari a 2.4 x 1.60 m (1.6 m sviluppo parallelo alla corsia di traffico, 2.4 m sviluppo perpendicolare), ovvero pari all'ingombro complessivo esterno del tandem. Per quanto riguarda i carichi uniformemente distribuiti (associati ai carichi tandem) si considera prudenzialmente il carico $q1k = 9$ kN/m² applicato a tutte le colonne di carico (la norma prevede l'applicazione dalla seconda alla n-esima corsia di un carico ridotto da 2.5 kN/m²).

I carichi tandem vengono posizionati ortogonalmente all'asse del sottovia e vengono ripartiti sia in direzione longitudinale che trasversale dal piano stradale al piano medio della soletta superiore.

Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di 30° attraverso il rilevato stradale, in accordo con quanto riportato all'interno della circolare 21 Gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP, e con un angolo di 45° nella soletta superiore del tombino.

L'effetto dei carichi tandem sulla soletta superiore viene pertanto messo in conto attraverso la determinazione di un carico equivalente distribuito qeq a cui si somma il carico uniforme $q1k = 9$ kN/m².

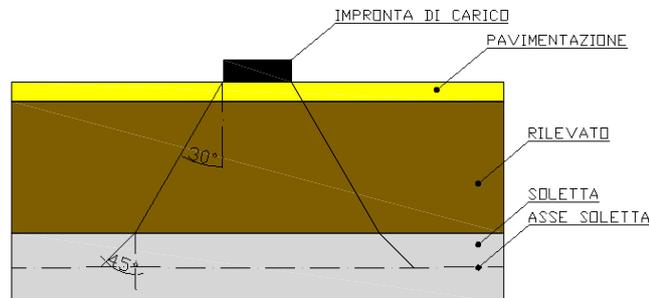
9.6.4 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldl = 1.6 \text{ m} + 2x [\tan 30^\circ \times Hr + \tan 45^\circ \times Ss/2]$$

Nel caso in esame risulta:

$$Ldl = 1.60 + 2 * (5 * \operatorname{tg}30^\circ + 0.20) = 7.77 \text{ m}$$



9.6.5 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)

In direzione trasversale alla strada detta Ldt la larghezza di diffusione del carico trasversale dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta superiore

risulta:

$$Ldt = 2.40 + 2 * (5 * \operatorname{tg}30^\circ + 0.20) = 8.57 \text{ m}$$

Poiché la diffusione è maggiore rispetto alla larghezza convenzionale si ha la sovrapposizione parziale tra la diffusione delle 2 maggiori corsie.

$$Q = (600+400)/(7.77*8.57) = 15.01 \text{ kN/m}^2.$$

Questa condizione è peggiorativa rispetto a considerare 1 sola colonna di carico.

A questa condizione si sovrappone il carico $q = 9 \text{ kN/m}$ uniforme su tutta la soletta (corrispondente al carico $q1k$ della CDC 16).

La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem viene variata su tutta la soletta nei casi di carico

CDC17-19 per massimizzare:

CDC 17: il momento in mezzeria soletta;

CDC 18: il taglio nella soletta a filo piedritto sinistro;

CDC 19: il taglio nella soletta a filo piedritto destro

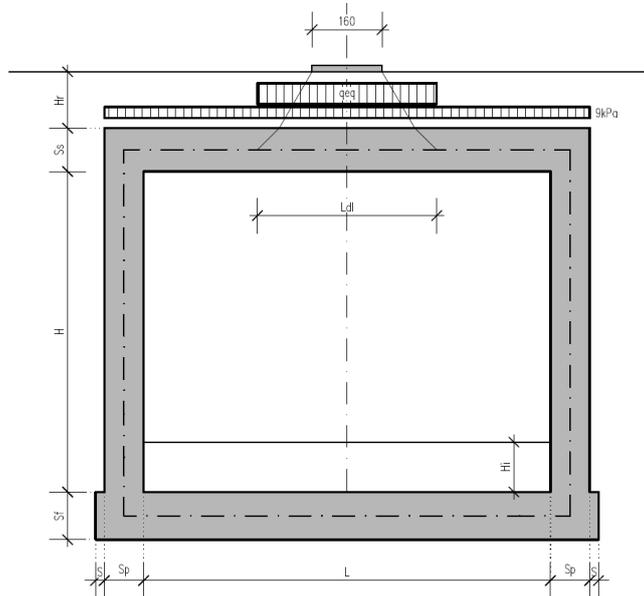
S.S. 128 "Centrale Sarda"

Lotto 0 bivio Monastir - bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

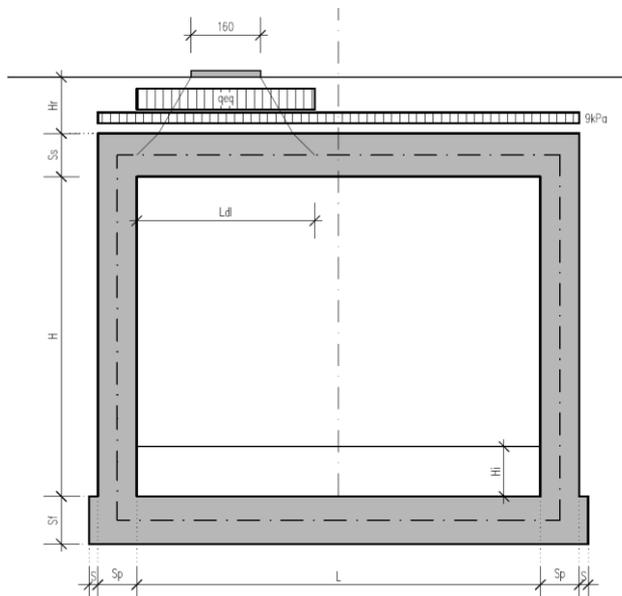


CA356

Relazione tecnica e di calcolo



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO - CARICO TANDEM CENTRATO



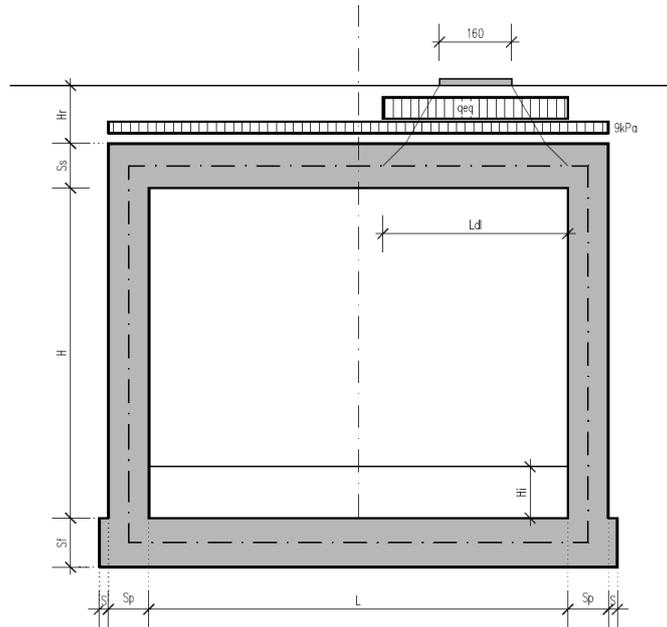
SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO - CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO SINISTRO

S.S. 128 "Centrale Sarda"

Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

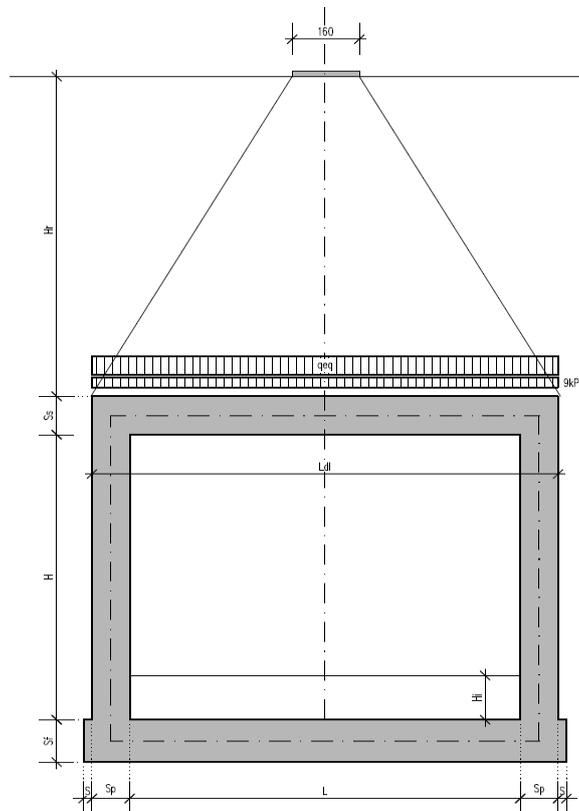
CA356

Relazione tecnica e di calcolo



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO DESTRO (CDC16+19)

Si noti che se $Ld > L + 2 \times Sp$ (larghezza netta interna + spessore dei piedritti), pertanto allora il carico equivalente è applicato a tutte le aste della soletta superiore nei tre casi suddetti, che vengono pertanto a coincidere tra loro.



Nel caso in cui la superficie superiore del sistema sia posizionata ad una quota considerevole rispetto all'applicazione dei carichi, il valore del sovraccarico uniforme da 20 KN/m² risulterà nettamente inferiore al carico tandem, per cui verrà ritenuto trascurabile.

9.6.6 Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

In accordo con la circolare ministeriale circolare 21 Gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP per il calcolo delle spinte generate dal sovraccarico sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m.

Anche in questo caso si tiene in conto la diffusione del carico attraverso il rilevato sia in direzione longitudinale che trasversale.

Al tandem si somma il carico uniformemente distribuito agente sulla i-esima corsia di carico $q_{ik} = 9$ kN/m².

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

9.6.7 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

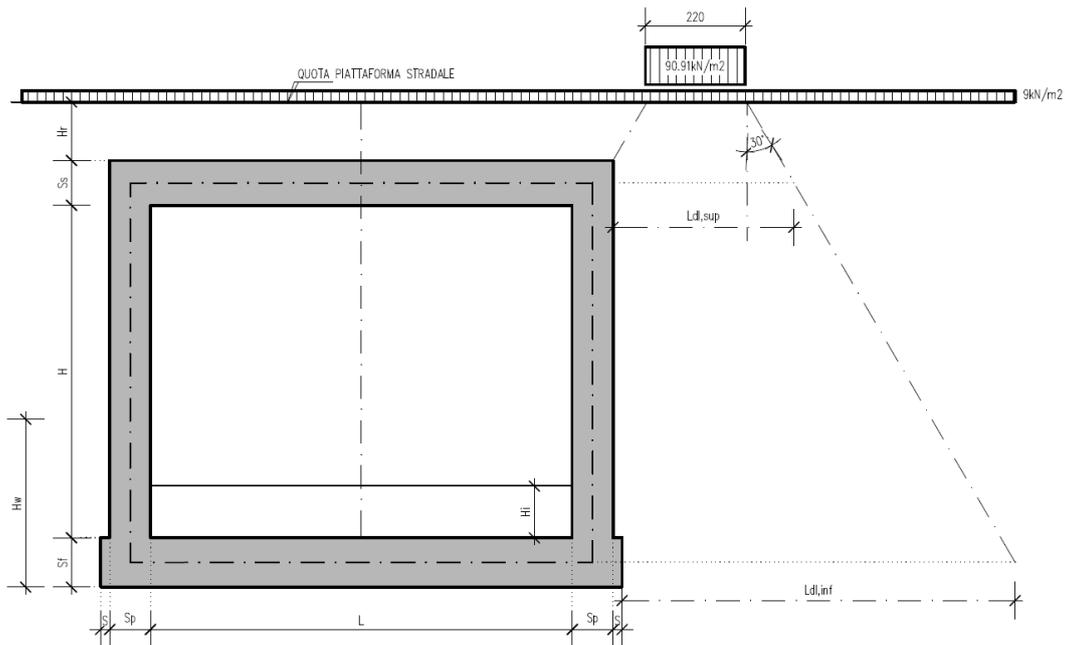
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

$$600/(3.00 \times 2.20) = 90.91 \text{ kN/m}^2$$

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

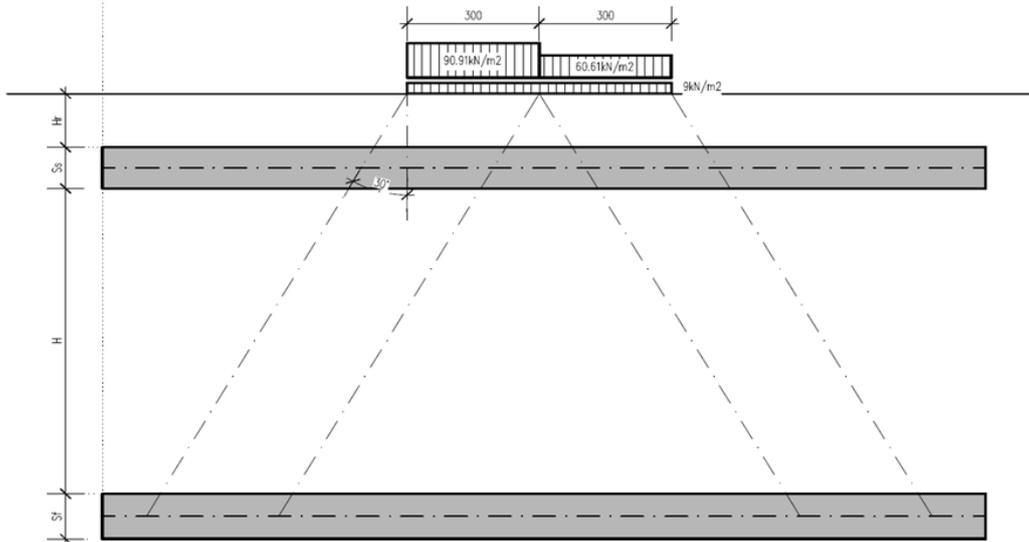
$$L_{dl,sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 5.285 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta superiore})$$

$$L_{dl,inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 7.13 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta inferiore})$$



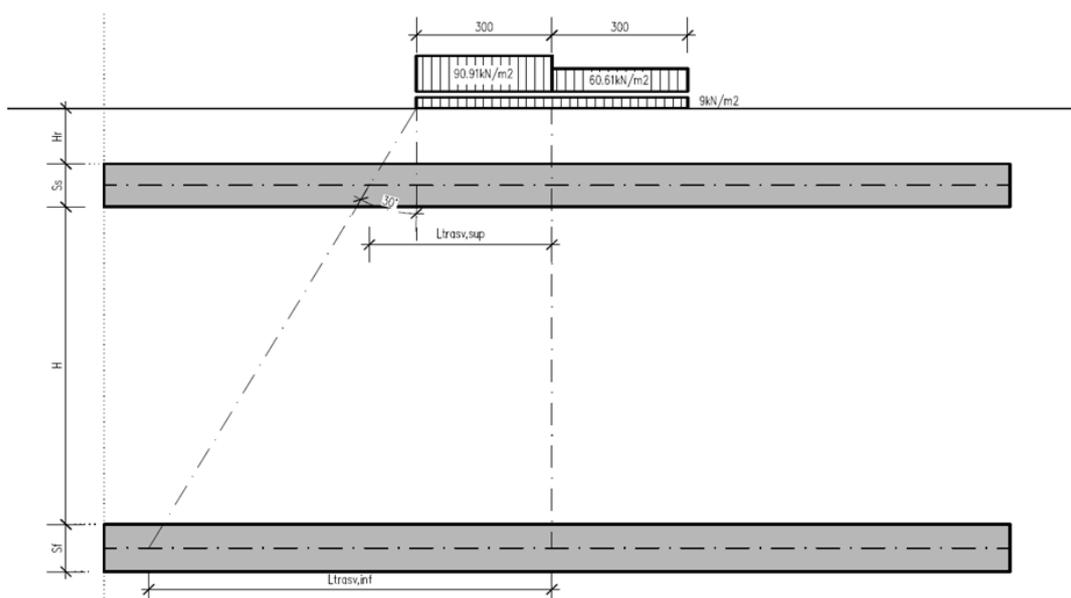
9.6.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale, considerando due colonne di carico e la ripartizione trasversale del carico distribuito.



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE TRASVERSALE

Per il calcolo delle azioni agenti sulle pareti dello scatolare, si considera il carico distribuito dovuto alla colonna di carico 1, limitando la diffusione del carico sul lato della seconda colonna di carico come schema seguente:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE LONGITUDINALE

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

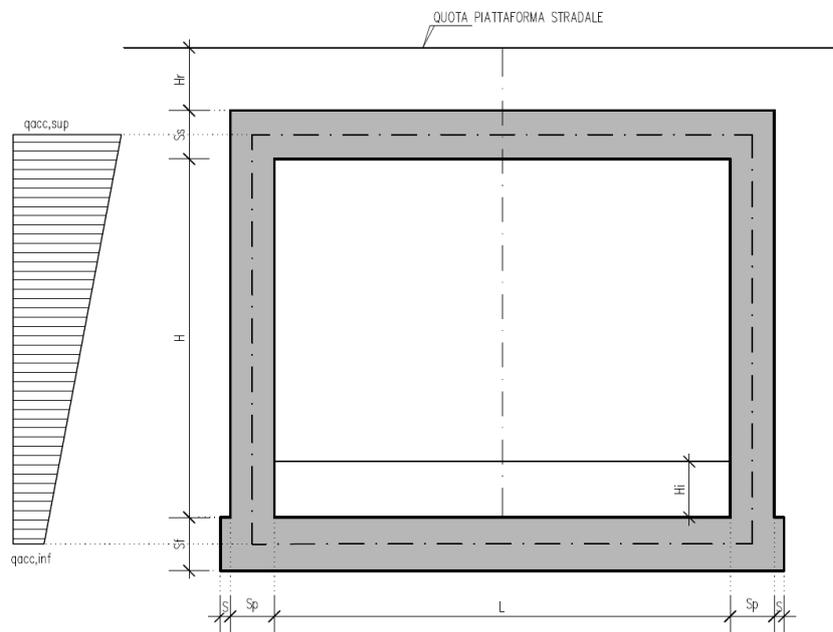
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldt,sup = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss/2)] = 6.085 \text{ m}$$

$$Ldt,inf = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss + H + Sf/2)] = 7.93 \text{ m}$$

9.6.9 Definizione dei carichi di progetto

Il diagramma di spinta applicato ai piedritti varia linearmente fra i valori $qacc,sup2$ e $qacc,sup1$ come esemplificato nella immagine seguente (spinta a riposo).



SPINTA SUL PIEDRITTO GENERATA DAL CARICO DA TRAFFICO

Il contributo dei carichi Tandem vale (spinta a riposo):

$$qacc,sup = 2 \times Q1,k \times (Ldt,sup \times Ldl,sup) \times k0 = 4.54 \text{ kN/mq}$$

$$qacc,inf = 2 \times Q1,k \times (Ldt,inf \times Ldl,inf) \times k0 = 3.04 \text{ kN/mq}$$

Gli effetti di queste spinte sono maggiori rispetto all'effetto del carico da 20 kN/m² a tergo del rilevato.

Non si considera la concomitanza della spinta sul piedritto dovuta al carico tandem con la sua presenza sulla soletta perché incompatibile concettualmente ai sensi della norma.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Si sovrappone invece l'effetto del carico uniforme distribuito da 9 kN/m² con la possibile presenza del tandem sul manufatto.

Spinta sul piedritto generata dal carico accidentale $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ sul rilevato

Si considera la spinta sul piedritto del carico relativo al carico variabile costante di 9 kN/m² sia in condizioni di spinta attiva che di spinta a riposo.

Nelle condizioni di carico in oggetto si considera l'assenza del carico tandem:

$$p = k_0 \times q_{1k} = 1.42 \times 9 = 12.85 \text{ kN/m (spinta a riposo, CDC 33-34, piedritto sinistro/destro)}$$

9.6.10 Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione

Sulla soletta di fondazione si applicano unicamente i carichi provenienti dalla quantità di flusso che passerà all'interno della sezione, considerando come quota massima la stessa indicata nel franco all'interno degli elaborati esecutivi.

9.6.11 Carico da frenatura

La forza di frenatura q_3 è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e risulta pari a (si veda il paragrafo 5.1.3.5 del D.M. 17/01/2018):

$$180 \text{ kN} < q_3 = 0.6 \times 2 \times Q_{1k} + 0.10 q_{1k} \times w_1 \times L < 900 \text{ kN}$$

dove:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$w_1 = 3.00 \text{ m (larghezza della corsia)}$$

$$L = 2 \times S_p + B_i \text{ (larghezza della soletta compresi i piedritti)}$$

Nel caso in esame risulta:

$$F_r = 367.56 \text{ kN}$$

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante, alla lunghezza della soletta e alla larghezza di diffusione del carico (L_{dt}), con la seguente relazione:

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

$$q_f = 367.56 / 7.77 \cdot 4.80 = 9.85 \text{ kN/mq (CDC 20)}$$

9.6.12 Azione termica

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 10^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore ed un salto termico di 5°C sulla soletta superiore e sui piedritti, analizzando nelle combinazioni di carico i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa agendo sul segno della sollecitazione, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore e sui piedritti (CDC 22).

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$a = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$$

9.6.13 Ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore (CDC 23).

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$e_{cs} = e_{cd} + e_{ca}$$

dove:

e_{cs} è la deformazione totale per ritiro

e_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

e_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$e_{cd,\infty} = k_h \cdot e_{c0}$$

Può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 :

	Deformazione da ritiro per essiccamento (in %)					
fck	Umidità relativa (in %)					
	20.00	40.00	60.00	80.00	90.00	100.00

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

20.00	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	0.00
25.00	-0.59	-0.55	-0.46	-0.29	-0.16	0.00
28.00	-0.56	-0.53	-0.45	-0.28	-0.15	0.00
32.00	-0.54	-0.51	-0.42	-0.26	-0.15	0.00
40.00	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	0.00
60.00	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	0.10	0.00
80.00	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	0.00

Tabella valori ϵ_{c0}

h0 (mm)	kh
100	1
200	0.85
300	0.75
400	0.725
500	0.7

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\epsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Assumendo come umidità relativa

$$U_r = 70\%$$

Si hanno i seguenti risultati:

coefficiente	kh = 0.70
deformazione effettiva	$\epsilon_{c0} = -0.357 \text{ ‰}$
ritiro da essiccamento	$\epsilon_{cd,\infty} = -0.250 \text{ ‰}$
deformazione per ritiro autogeno	$\epsilon_{ca,\infty} = -0.048 \text{ ‰}$
ritiro totale	$\epsilon_{cs} = -0.398 \text{ ‰}$

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

si determina quindi la variazione termica equivalente:

coeff. espansione termica $\alpha = 0.00001$

variazione termica $\Delta T = \varepsilon_{cs}/\alpha$ $\Delta T = -29.8 \text{ } ^\circ\text{C}$

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di h_0 , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a $\Phi (t = \infty) = 1.6$. Di conseguenza la variazione termica negativa equivalente applicata sarà

variazione termica equivalente $\Delta T_{eq} = -11.4^\circ\text{C}$

9.7 TM_AP_35 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 400x250 CM

9.7.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore

Peso proprio $0.40 \times 2500 = 1000 \text{ KN/m}^2$

Peso sovrastruttura stradale $0.40 \times 2200 = 880 \text{ KN/m}^2$

Soletta inferiore

Peso proprio $0.40 \times 2500 = 1000 \text{ KN/m}^2$

Sovraccarico dovuto alla falda interna $1.17 \times 1000 = 1170 \text{ KN/m}^2$

Piedritti

Peso proprio $0.40 \times 2500 = 1000 \text{ KN/m}^2$

Tali carichi vengono considerati nelle condizioni di carico elementari CDC 1-2-3-26-27, in particolare nella CDC1 sono presenti i pesi propri della struttura, nelle condizioni di carico CDC2-26 i carichi permanenti della pavimentazione superiore ed inferiore rispettivamente, nelle CDC 3-27 i sottofondi superiore ed inferiore rispettivamente.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

9.7.2 Spinta delle terre

La spinta del terreno assume un andamento lineare con la profondità secondo la legge:

$$p_h = \lambda \gamma t z$$

dove si considera come coefficiente di spinta λ il coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda dell'elemento strutturale di cui si vogliono massimizzare le sollecitazioni

Tale condizione viene calcolata dall'elaboratore durante l'analisi dei calcoli, considerando le varie ipotesi ed elaborando un involucro tra le combinazioni di:

1. Spinta a riposo su entrambi i piedritti;
2. Spinta attiva su ambo i piedritti;
3. Spinta a riposo su piedritto sx e spinta attiva su piedritto dx;

La condizione di spinta 3) serve a mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera.

La condizione di spinta attiva, sebbene poco realistica considerando le caratteristiche dell'opera, viene comunque considerata a favore di sicurezza per massimizzare i valori delle sollecitazioni flessionali in corrispondenza delle mezzerie delle solette.

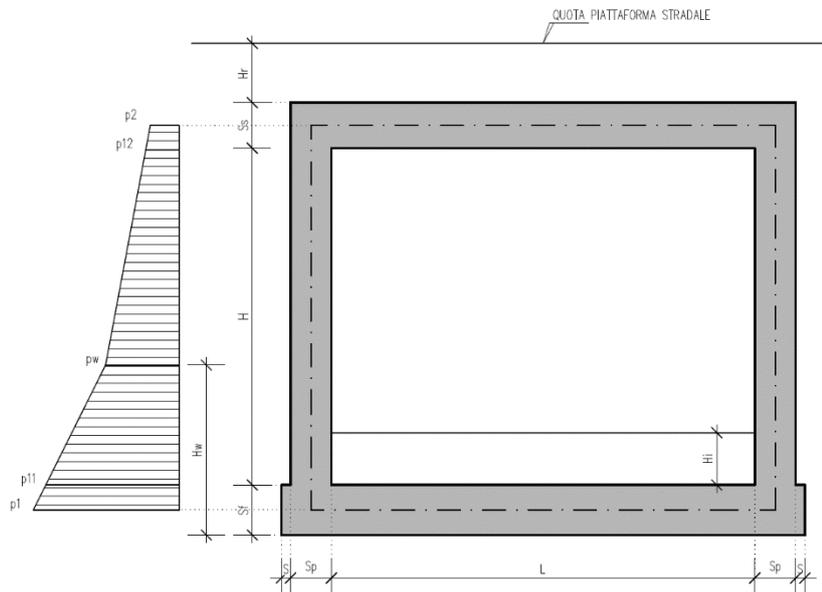
Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

9.7.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore

I casi di carico CDC7, CDC8, e CDC9 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5 del D.M. 17/01/2018.

In particolare lo schema di carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti ; i carichi concentrati sono pari a:

Q1k = 300 kN ad asse (300 + 300 = 600 kN) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;



$Q2k = 200 \text{ kN}$ ad asse ($200 + 200 = 400 \text{ kN}$) su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;
 $Q3k = 100 \text{ kN}$ ad asse ($100 + 100 = 200 \text{ kN}$) su corsia n.3 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

Si ipotizza che tali carichi siano applicati su un'impronta rettangolare pari a 2.4 x 1.60 m (1.6 m sviluppo parallelo alla corsia di traffico, 2.4 m sviluppo perpendicolare), ovvero pari all'ingombro complessivo esterno del tandem. Per quanto riguarda i carichi uniformemente distribuiti (associati ai carichi tandem) si considera prudenzialmente il carico $q1k = 9 \text{ kN/m}^2$ applicato a tutte le colonne di carico (la norma prevede l'applicazione dalla seconda alla n-esima corsia di un carico ridotto da 2.5 kN/m^2).

I carichi tandem vengono posizionati ortogonalmente all'asse del sottovia e vengono ripartiti sia in direzione longitudinale che trasversale dal piano stradale al piano medio della soletta superiore.

Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di 30° attraverso il rilevato stradale, in accordo con quanto riportato all'interno della circolare 21 Gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP, e con un angolo di 45° nella soletta superiore del tombino.

L'effetto dei carichi tandem sulla soletta superiore viene pertanto messo in conto attraverso la determinazione di un carico equivalente distribuito qeq a cui si somma il carico uniforme $q1k = 9 \text{ kN/m}^2$.

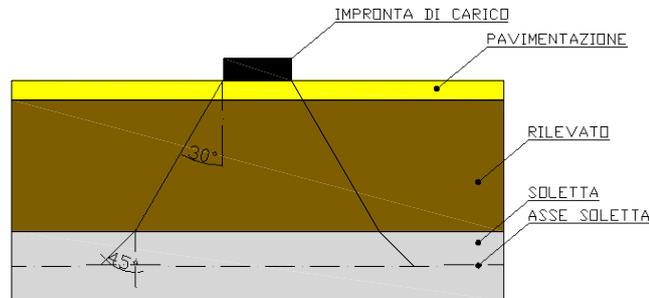
9.7.4 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldl = 1.6 \text{ m} + 2x [\tan 30^\circ \times Hr + \tan 45^\circ \times Ss/2]$$

Nel caso in esame risulta:

$$Ldl = 1.60 + 2 * (5 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 7.77 \text{ m}$$



9.7.5 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)

In direzione trasversale alla strada detta Ldt la larghezza di diffusione del carico trasversale dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta superiore

risulta:

$$Ldt = 2.40 + 2 * (5 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 8.57 \text{ m}$$

Poiché la diffusione è maggiore rispetto alla larghezza convenzionale si ha la sovrapposizione parziale tra la diffusione delle 2 maggiori corsie.

$$Q = (600+400)/(7.77*8.57) = 15.01 \text{ kN/m}^2.$$

Questa condizione è peggiorativa rispetto a considerare 1 sola colonna di carico.

A questa condizione si sovrappone il carico $q = 9 \text{ kN/m}$ uniforme su tutta la soletta (corrispondente al carico $q1k$ della CDC 16).

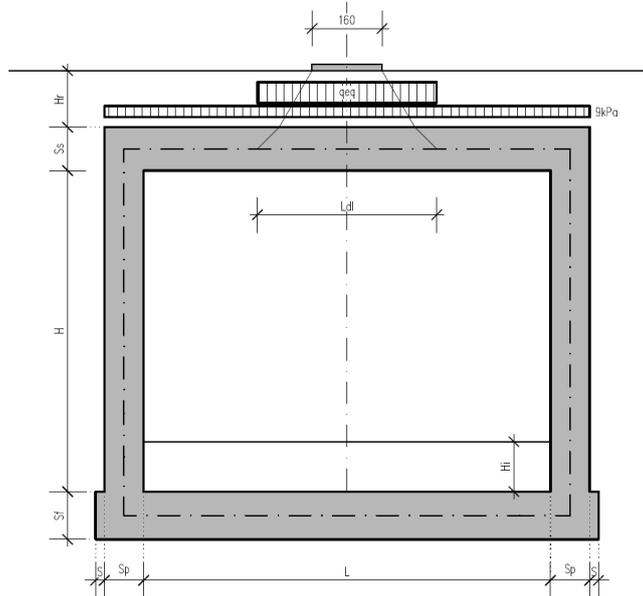
La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem viene variata su tutta la soletta nei casi di carico

CDC17-19 per massimizzare:

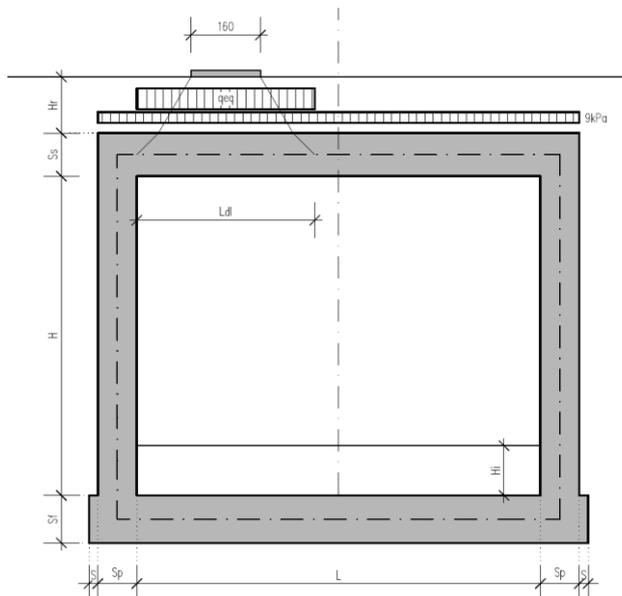
CDC 17: il momento in mezzeria soletta;

CDC 18: il taglio nella soletta a filo piedritto sinistro;

CDC 19: il taglio nella soletta a filo piedritto destro



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM CENTRATO



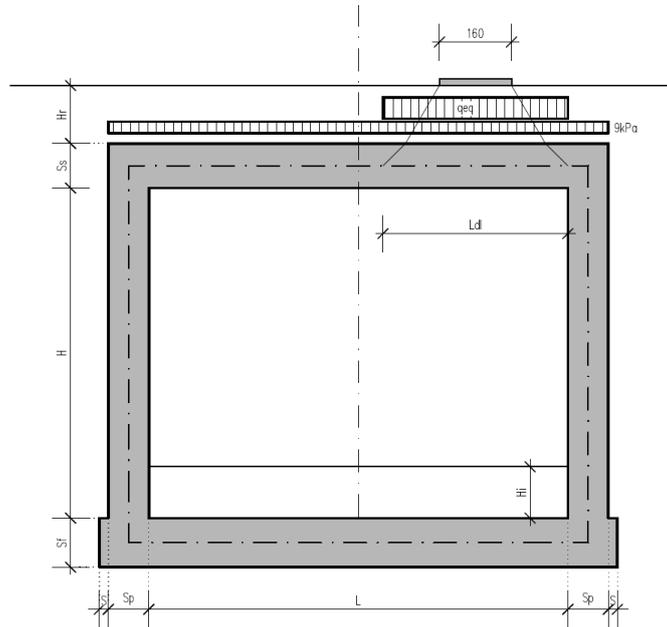
SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO SINISTRO

S.S. 128 "Centrale Sarda"

Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

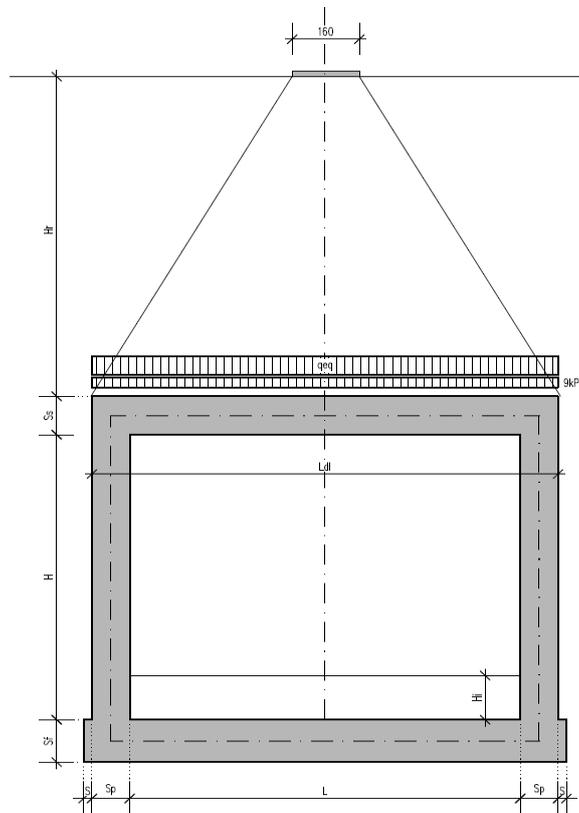
CA356

Relazione tecnica e di calcolo



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO – CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO DESTRO (CDC16+19)

Si noti che se $Ld > L + 2 \times Sp$ (larghezza netta interna + spessore dei piedritti), pertanto allora il carico equivalente è applicato a tutte le aste della soletta superiore nei tre casi suddetti, che vengono pertanto a coincidere tra loro.



Nel caso in cui la superficie superiore del sistema sia posizionata ad una quota considerevole rispetto all'applicazione dei carichi, il valore del sovraccarico uniforme da 20 KN/m² risulterà nettamente inferiore al carico tandem, per cui verrà ritenuto trascurabile.

9.7.6 Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

In accordo con la circolare ministeriale circolare 21 Gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP per il calcolo delle spinte generate dal sovraccarico sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m.

Anche in questo caso si tiene in conto la diffusione del carico attraverso il rilevato sia in direzione longitudinale che trasversale.

Al tandem si somma il carico uniformemente distribuito agente sulla i-esima corsia di carico $q_{ik} = 9$ kN/m².

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

9.7.7 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

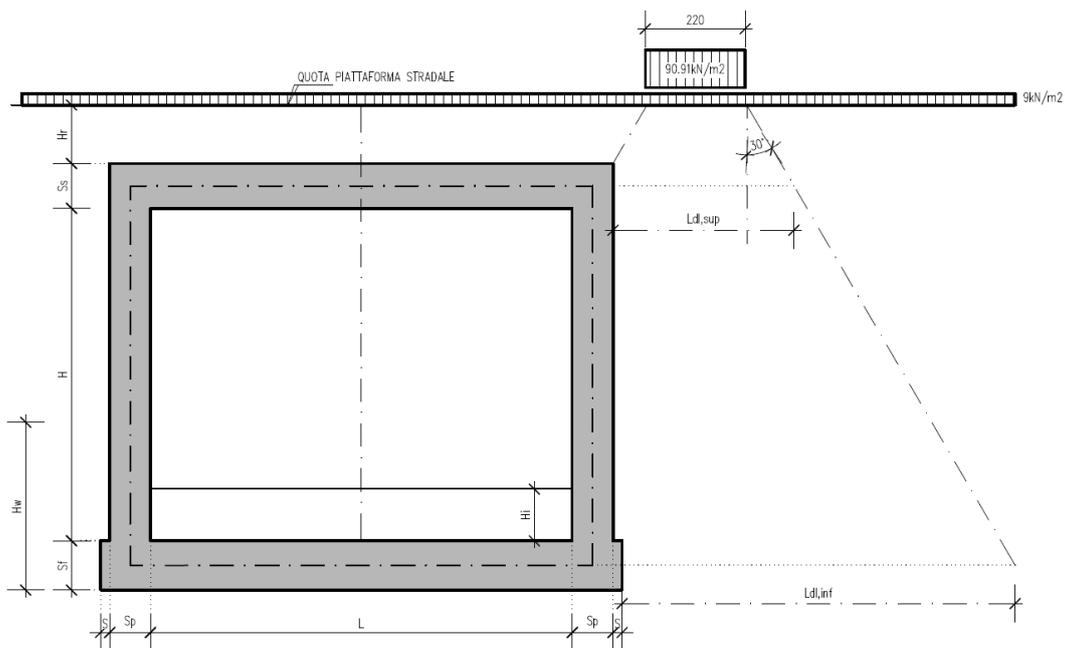
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

$$600 / (3.00 \times 2.20) = 90.91 \text{ kN/m}^2$$

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

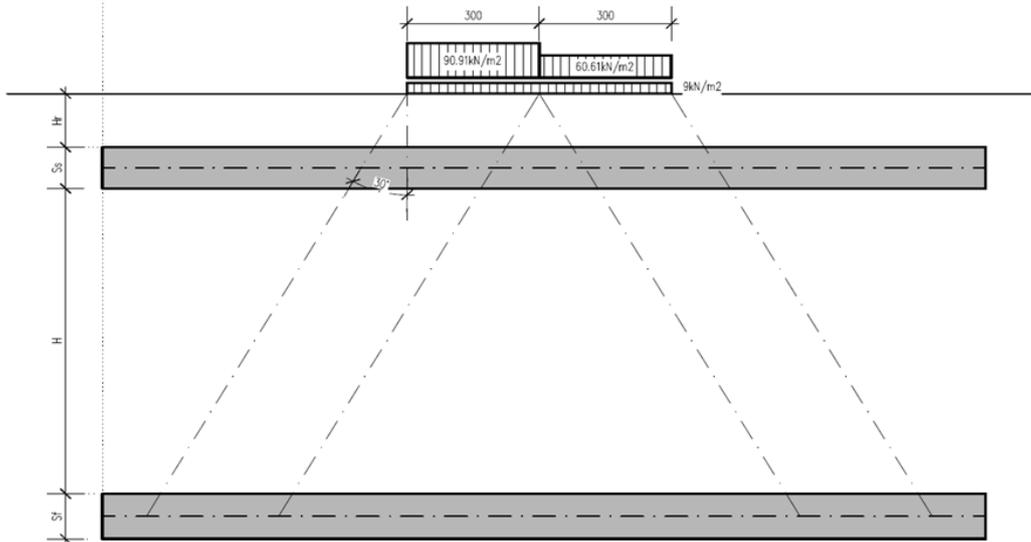
$$L_{dl,sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 5.285 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta superiore})$$

$$L_{dl,inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 7.13 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta inferiore})$$



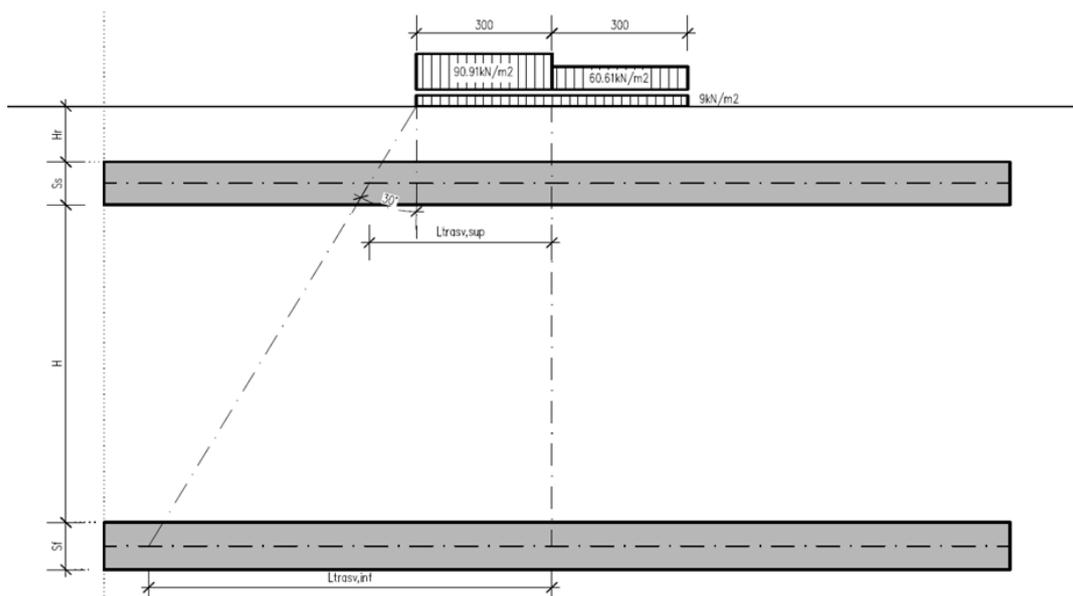
9.7.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale, considerando due colonne di carico e la ripartizione trasversale del carico distribuito.



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE TRASVERSALE

Per il calcolo delle azioni agenti sulle pareti dello scatolare, si considera il carico distribuito dovuto alla colonna di carico 1, limitando la diffusione del carico sul lato della seconda colonna di carico come schema seguente:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE LONGITUDINALE

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

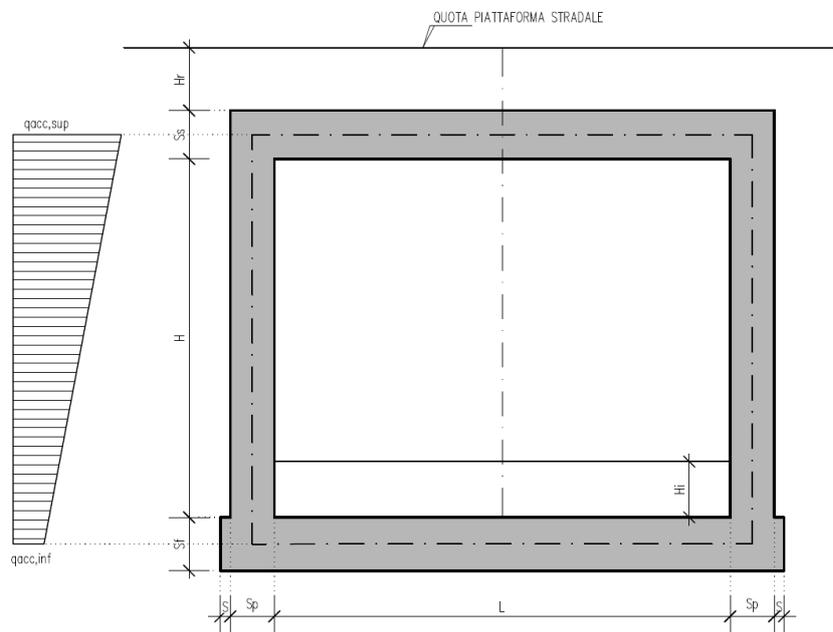
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldt,sup = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss/2)] = 6.085 \text{ m}$$

$$Ldt,inf = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss + H + Sf/2)] = 7.93 \text{ m}$$

9.7.9 Definizione dei carichi di progetto

Il diagramma di spinta applicato ai piedritti varia linearmente fra i valori $qacc,sup2$ e $qacc,sup1$ come esemplificato nella immagine seguente (spinta a riposo).



SPINTA SUL PIEDRITTO GENERATA DAL CARICO DA TRAFFICO

Il contributo dei carichi Tandem vale (spinta a riposo):

$$qacc,sup = 2 \times Q1,k \times (Ldt,sup \times Ldl,sup) \times k0 = 4.54 \text{ kN/mq}$$

$$qacc,inf = 2 \times Q1,k \times (Ldt,inf \times Ldl,inf) \times k0 = 3.04 \text{ kN/mq}$$

Gli effetti di queste spinte sono maggiori rispetto all'effetto del carico da 20 kN/m² a tergo del rilevato.

Non si considera la concomitanza della spinta sul piedritto dovuta al carico tandem con la sua presenza sulla soletta perché incompatibile concettualmente ai sensi della norma.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Si sovrappone invece l'effetto del carico uniforme distribuito da 9 kN/m² con la possibile presenza del tandem sul manufatto.

Spinta sul piedritto generata dal carico accidentale q_{1k} = 9 kN/m² sul rilevato

Si considera la spinta sul piedritto del carico relativo al carico variabile costante di 9 kN/m² sia in condizioni di spinta attiva che di spinta a riposo.

Nelle condizioni di carico in oggetto si considera l'assenza del carico tandem:

$$p = k_0 \times q_{1k} = 1.42 \times 9 = 12.85 \text{ kN/m (spinta a riposo, CDC 33-34, piedritto sinistro/destro)}$$

9.7.10 Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione

Sulla soletta di fondazione si applicano unicamente i carichi provenienti dalla quantità di flusso che passerà all'interno della sezione, considerando come quota massima la stessa indicata nel franco all'interno degli elaborati esecutivi.

9.7.11 Carico da frenatura

La forza di frenatura q₃ è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e risulta pari a (si veda il paragrafo 5.1.3.5 del D.M. 17/01/2018):

$$180 \text{ kN} < q_3 = 0.6 \times 2 \times Q_{1k} + 0.10 q_{1k} \times w_1 \times L < 900 \text{ kN}$$

dove:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/ m}^2$$

$$w_1 = 3.00 \text{ m (larghezza della corsia)}$$

$$L = 2 \times S_p + B_i \text{ (larghezza della soletta compresi i piedritti)}$$

Nel caso in esame risulta:

$$F_r = 367.56 \text{ kN}$$

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante, alla lunghezza della soletta e alla larghezza di diffusione del carico (L_{dt}), con la seguente relazione:

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

$$q_f = 367.56 / 7.77 \cdot 4.80 = 9.85 \text{ kN/mq (CDC 20)}$$

9.7.12 Azione termica

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 10^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore ed un salto termico di 5°C sulla soletta superiore e sui piedritti, analizzando nelle combinazioni di carico i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa agendo sul segno della sollecitazione, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore e sui piedritti (CDC 22).

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$a = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$$

9.7.13 Ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore (CDC 23).

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$e_{cs} = e_{cd} + e_{ca}$$

dove:

e_{cs} è la deformazione totale per ritiro

e_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

e_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$e_{cd,\infty} = k_h \cdot e_{c0}$$

Può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 :

	Deformazione da ritiro per essiccamento (in %)					
fck	Umidità relativa (in %)					
	20.00	40.00	60.00	80.00	90.00	100.00

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

20.00	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	0.00
25.00	-0.59	-0.55	-0.46	-0.29	-0.16	0.00
28.00	-0.56	-0.53	-0.45	-0.28	-0.15	0.00
32.00	-0.54	-0.51	-0.42	-0.26	-0.15	0.00
40.00	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	0.00
60.00	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	0.10	0.00
80.00	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	0.00

Tabella valori ϵ_{c0}

h0 (mm)	kh
100	1
200	0.85
300	0.75
400	0.725
500	0.7

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\epsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Assumendo come umidità relativa

$$U_r = 70\%$$

Si hanno i seguenti risultati:

coefficiente	kh = 0.70
deformazione effettiva	$\epsilon_{c0} = -0.357 \text{ ‰}$
ritiro da essiccamento	$\epsilon_{cd,\infty} = -0.250 \text{ ‰}$
deformazione per ritiro autogeno	$\epsilon_{ca,\infty} = -0.048 \text{ ‰}$
ritiro totale	$\epsilon_{cs} = -0.398 \text{ ‰}$

si determina quindi la variazione termica equivalente:

coeff. espansione termica $\alpha = 0.00001$

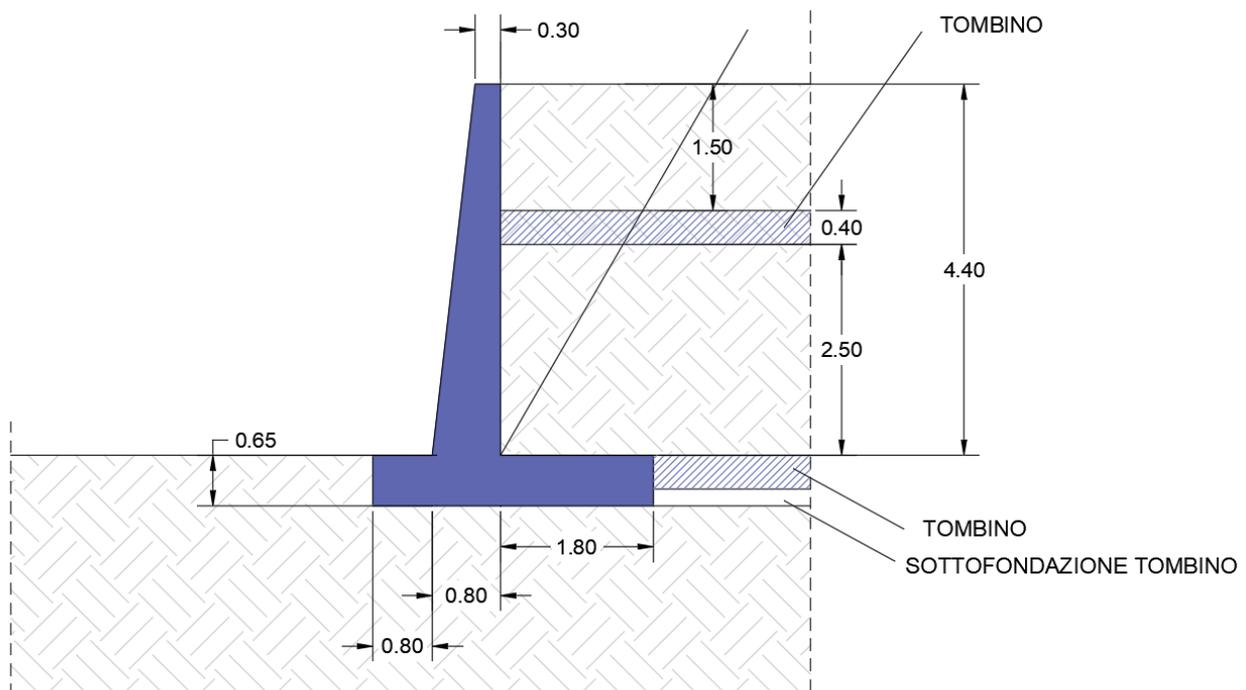
variazione termica $\Delta T = \varepsilon cs / \alpha$ $\Delta T = -29.8 \text{ } ^\circ\text{C}$

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di h_0 , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a $\Phi (t = \infty) = 1.6$. Di conseguenza la variazione termica negativa equivalente applicata sarà

variazione termica equivalente $\Delta T_{eq} = -11.4^\circ\text{C}$

10. ANALISI E VERIFICA DEI MURI DI IMBOCCO

Nel seguente paragrafo verrà riportata la verifica per un muro di sostegno descrivente una condizione di carico cautelativa rispetto alle diverse configurazioni previste negli elaborati di progetto. Nella figura seguente ne viene indicata la geometria e la stratigrafia.



In particolare si è considerato il caso di un tombino con sezione interna di altezza 2,5 m (altezza maggiore rispetto a quelli considerati) e un ulteriore strato di 1,5 m di terreno al di sopra, per un

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

totale di 4,4 m di terreno spingente. Ai fini del calcolo si è considerata una lunghezza del muro di sostegno di 15 m.

Si specificano le caratteristiche dell'opera:

Materiali utilizzati

Peso specifico del muro $\gamma_m = 2500 \text{ kg/m}^3$

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica $R_{ck} = 300 \text{ Kg/cm}^2$
 Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 156 \text{ Kg/cm}^2$

Caratteristiche armature

Tipo acciaio B 450 C
 Resistenza di calcolo $f_{yd} = 3913 \text{ Kg/cm}^2$

Caratteristiche geotecniche dei terreni

Terreno a valle del muro

Peso specifico $\gamma_{tv} = 1800 \text{ kg/m}^3$
 Angolo di attrito $\varphi_v = 29.70^\circ$
 Angolo di attrito terra-muro $\delta_v = 24.33^\circ$
 Coesione $c'_v = 16400 \text{ kg/m}^2$

Terreno di fondazione del muro

Peso specifico $\gamma_{tf} = 1800 \text{ kg/m}^3$
 Angolo di attrito $\varphi_f = 29.70^\circ$
 Coesione $c'_f = 16400 \text{ kg/m}^2$

Terreno a monte del muro

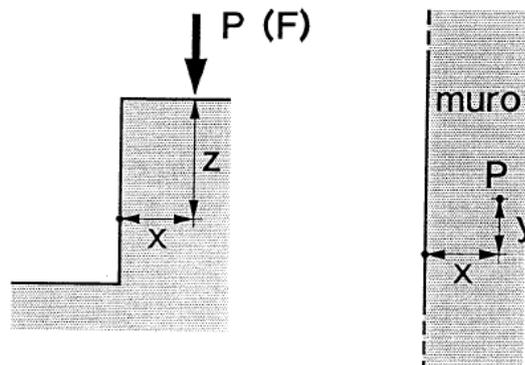
Peso specifico $\gamma_{tm} = 1800 \text{ kg/m}^3$
 Angolo di attrito $\varphi_m = 29.70^\circ$
 Angolo di attrito terra-muro $\delta_m = 24.33^\circ$
 Coesione $c'_m = 16400 \text{ kg/m}^2$

Il cuneo di spinta a monte del muro risulta avere lunghezza pari a:

$$L = H \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = 2.5 \text{ m}$$

Pertanto ai fini di considerare la condizione di carico più gravosa si considera al di sopra del terreno la presenza di una singola corsia di 3 m (principale) avente carico uniformemente distribuito di 9 kN/mq e la presenza di un carico concentrato di 600 kN (300+300 kN) come suggerito per il carico tandem al Cap. 5 delle N.T.C. 2018. Ai fini cautelativi:

- Si considera il carico puntiforme di 600 kN, posto a distanza di 1 metro dal bordo del muro di sostegno di cui ricava la componente orizzontale (ribaltante) di spinta lineare $\Delta\sigma_h$ ad una profondità di 1 metro secondo la teoria di elastica dei terreni (equazioni seguenti), si trascura invece la componente verticale (stabilizzante).
- Si considera ulteriormente un carico uniformemente distribuito di $600/(3*1)=200$ kN/mq superiormente alla strada.



$$\Delta\sigma_h = \frac{P}{2\pi R^2} \left(\frac{3r^2}{R^3} - \frac{(1-\nu)R}{R+z} \right) = 36 \text{ kN/m}$$

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

$$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$$

Ai suddetti carichi si aggiunge un carico permanente portato di 1430 kg/mq corrispettivo di 65 cm di struttura stradale analogamente a quanto previsto nel calcolo dei tombini. I carichi applicati risultano pertanto i seguenti:

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente non strutturale

Uniforme a monte del muro $G_{2um} = 1430 \text{ kg/m}^2$

Carichi distribuiti sul terreno di tipo variabile

Uniforme a monte del muro $Q_{um} = 20900 \text{ kg/m}^2$

Carichi applicati alla mensola in elevazione

n.	tipo	H [m]	F _x [kg]	F _y [kg]	M _z [kg•m]
----	------	-------	---------------------	---------------------	-----------------------

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

1 Q 2.900 -3500 0 0.000

Legenda

tipo G1 carico permanente strutturale; G2 carico permanente non strutturale; Q carico variabile

H quota del punto di applicazione del carico rispetto alla base della mensola di elevazione

F_x forza orizzontale positiva se verso monte

F_y forza verticale positiva se verso il basso

M_z coppia positiva se oraria

Nei paragrafi successivi vengono indicati i criteri di modellazione e verifica. La soluzione così determinata può essere applicata, previo adattamento geometrico e delle lunghezze delle armature, ad ogni configurazione di imbocco/sbocco dei tombini.

10.1 Descrizione della normativa e del metodo di calcolo

Le verifiche geotecniche e di resistenza vengono eseguite secondo i dettami del D.M. 17 gennaio 2018: la verifica di stabilità globale viene effettuata secondo l'approccio DA1-C2 (A2+M2+R2) mentre le rimanenti verifiche (scorrimento, carico limite, ribaltamento e di resistenza) vengono effettuate secondo l'approccio DA2 (A1+M1+R3). Le verifiche per azioni sismiche vengono effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici: l'analisi in condizioni sismiche viene eseguita utilizzando il metodo pseudo-statico.

Parametri per la determinazione dei carichi derivanti da sisma

Località:	CODRONGIANOS (SS)	
Vita nominale	V _N =	50 anni
Tipo di costruzione	tipo =	2
Classe d'uso	Cl _U =	IV
Coefficiente d'uso	C _U =	2.0
Periodo di riferimento	V _R =	100 anni
Probabilità di superamento	P _{Vr} =	10%

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Periodo di ritorno	$T_R =$	949 anni
Accelerazione orizzontale massima	$a_g =$	0.0599 g
Lo spettro di risposta utilizzato è quello definito dalla normativa		
Accelerazione orizzontale massima	$a_g =$	0.0599 g
Categoria di sottosuolo	suolo =	C
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_S =$	1.50000
Categoria topografica	$C_T =$	T1
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$	1.00000
Coefficienti di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima		
verifiche locali	$\beta_m^* =$	1.00000
verifica di stabilità globale	$\beta_s =$	0.20000
Coefficienti sismici per le verifiche locali		
orizzontale	$k_h =$	0.08985
verticale	$k_v =$	0.04493
Coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale		
orizzontale	$k_h =$	0.01797
verticale	$k_v =$	0.00899

* Il muro non è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno.

Coefficienti parziali per le azioni

Tipo CMB	γ_{G1max}	γ_{G1min}	γ_{G2max}	γ_{G2min}	γ_Q/ψ_{2i}
DA2 (A1)	1.30	1.00	1.50	0.80	1.50
DA1-C2 (A2)	1.00	1.00	1.30	0.80	1.30
SIS	1.00	-	1.00	-	0.60

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tipo CMB	γ_ϕ	γ_c	γ_γ
----------	---------------	------------	-----------------

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

DA2 (M1)	1.00	1.00	1.00
DA1-C2 (M2)	1.25	1.25	1.00
SIS	1.00	1.00	1.00

Coefficienti per la determinazione delle masse sismiche

Carichi permanenti strutturali G1	$\gamma_{G1} = 1.00$
Carichi permanenti non strutturali G2	$\gamma_{G2} = 1.00$
Carichi variabili Q	$\psi_{Ei} = 0.60$

Coefficienti parziali per le verifiche

Verifica	DA2 (R3)	DA1-C2 (R2)	SIS
Capacità portante fondazione	1.40	-	(R3) 1.20
Scorrimento	1.10	-	(R3) 1.00
Ribaltamento	1.15	-	(R3) 1.00
Stabilità globale	-	1.10	(R2) 1.20

Combinazioni per le verifiche locali e di resistenza

CMB	Tipo	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	γ_{E1}
1	DA2	1.30	1.50	1.50	0.00
2	DA2	1.30	1.50	0.00	0.00
3	DA2	1.30	0.80	1.50	0.00
4	DA2	1.30	0.80	0.00	0.00
5	DA2	1.00	1.50	1.50	0.00
6	DA2	1.00	1.50	0.00	0.00
7	DA2	1.00	0.80	1.50	0.00
8	DA2	1.00	0.80	0.00	0.00
9	SIS	1.00	1.00	0.60	+1.00

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

10 SIS 1.00 1.00 0.60 -1.00

¹ Il segno di γ_E indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo \Downarrow e negativo \Uparrow .

10.2 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte

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

Le ipotesi che stanno alla base del metodo sono quindi:

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

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$P_{a/p} = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{a/p}$$

il coefficiente $K_{a/p}$ viene calcolato utilizzando la formulazione di Mononobe-Okabe proposta nell'ordinanza 3274 e successiva correzione 3316, in cui i simboli usati sono:

ϕ = angolo di attrito interno del terreno.

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

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

δ = angolo di attrito terreno-muro.

θ = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

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

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

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

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

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

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

Nel caso di accelerazione sismica solo orizzontale l'angolo θ è unico e la spinta attiva e passiva risulta univocamente determinata; viceversa le formule forniscono due distinti valori, che corrispondono alla presenza di accelerazione sismica verticale verso l'alto e verso il basso.

10.3 Descrizione del metodo di calcolo della portanza

La capacità portante viene valutata attraverso la formula di Brinch-Hansen, nel caso generale:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

γ = peso di volume dello strato di fondazione;

B = larghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $B = B_f - 2e$);

L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_γ, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

s_γ, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione;

d_γ, d_c, d_q = fattori di profondità del piano di posa della fondazione.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 ANAS GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

i_y, i_c, i_q = fattori di inclinazione del carico;

b_y, b_c, b_q = fattori di inclinazione della base della fondazione;

g_y, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$\begin{aligned}
 N_c &= (N_q - 1) \cdot ctg\phi; & N_q &= tg^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{(\pi \cdot tg\phi)}; & N_\gamma &= 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg\phi \\
 s_c &= 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; & s'_c &= 0.2 \cdot \frac{B}{L}; & s_q &= 1 + \frac{B}{L} \cdot tg\phi; & s_\gamma &= 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \\
 d_c &= 1 + 0.4 \cdot k; & d'_c &= 0.4 \cdot k; & d_q &= 1 + 2 \cdot k \cdot tg\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2; & d_\gamma &= 1 \\
 i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; & i'_c &= 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}}; & i_q &= \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^5; \\
 i_\gamma &= \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^5 \quad (\text{se } \eta=0); & i_\gamma &= \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^5 \quad (\text{se } \eta>0) \\
 g_c &= 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; & g'_c &= \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; & g_q &= (1 - 0.5 \cdot tg\beta)^5; & g_\gamma &= g_q \\
 b_c &= 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; & b'_c &= \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; & b_q &= e^{(-2 \cdot \eta \cdot tg\phi)}; & b_\gamma &= e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot tg\phi)} \\
 \text{dove: } k &= \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); & k &= \arctg\left(\frac{D}{B_f}\right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1)
 \end{aligned}$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

η = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\eta = 0$ se orizzontale);

β = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità della fondazione.

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

* in presenza di inclinazione dei carichi elevata, a favore di sicurezza, non sono stati usati i coeff. s_i insieme a i_j .

11. INCIDENZA DELLE ARMATURE SUL VOLUME TOTALE

Considerando i risultati ottenuti in fase di progettazione si riassumono i valori approssimati di incidenza delle armature sul volume totale espressa in kg di acciaio su metri cubi di calcestruzzo:

TOMBINI

Nella tabella seguente si riportano per ciascun tombino i volumi di calcestruzzo e di armatura:

ID	L	B	H	t base	t piedritti	t soletta	Volume CLS	Volume Armatura Longitudinale	Volume Armatura Trasversale
	m	m	m	m	m	m	mc	mc	mc
TM_AP_14	38,20	7,00	2,50	0,4	0,4	0,4	3,84	0,028501	0,032572
TM_AP_15	26,50	4,00	2,50	0,4	0,4	0,4			
TM_AP_19	28,30	4,00	2,50	0,4	0,4	0,4			
TM_AS_29	17,65	4,00	2,00	0,4	0,4	0,4			
TM_AP_21	30,30	4,00	2,00	0,4	0,4	0,4			
TM_AS_30	10,80	4,00	2,00	0,4	0,4	0,4			
TM_AP_24	25,30	4,00	2,50	0,4	0,4	0,4	3,84	0,028501	0,032572
TM_AP_26	24,00	4,00	2,50	0,5	0,4	0,4	3,27	0,02392	0,028246
TM_AS_38	21,60	4,00	2,50	0,4	0,4	0,4	4,64	0,03359	0,037661
TM_AP_35	28,60	4,00	2,50	0,4	0,4	0,4	4,64	0,03359	0,037661

MURI DI SOSTEGNO

Considerando una lunghezza unitaria di 1 m si ha un volume complessivo di calcestruzzo pari a 4.63 mc. Il peso delle armature viene valutato come segue

ARMATURE LONGITUDINALI						
POS	Ø	PASSO	AREA	LUNGHEZZA	n°	VOLUME
	mm	mm	mmq	mm		mc
1	16	200	201,0619	4400	5	0,004423
2	16	200	201,0619	4400	5	0,004423
3	16	200	201,0619	3000	5	0,003016
4	16	200	201,0619	4420	5	0,004443

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

5	16	200	201,0619	4090	5	0,004112
6	16	400	201,0619	4060	2,5	0,002041
7	16	400	201,0619	3860	2,5	0,00194
TOTALE [mc]						0,024399

ARMATURE TRASVERSALI						
POS	Ø	PASSO	AREA	LUNGHEZZA	n°	VOLUME
	mm	mm	mmq	mm		mc
BASE	10	200	78,53982	1000	41	0,00322
MENSOLA	10	200	78,53982	1000	50	0,003927
TOTALE [mc]						0,007147

Complessivamente si ottiene un volume di armatura per metro lineare pari a 0,0315 mc cui corrisponde un peso di 247,636 kg.

INCIDENZE

TIPOLOGIA COSTRUTTIVA	INCIDENZA [kg acciaio / mc calcestruzzo]
TM_AP_14	124,85
TM_AP_15	124,85
TM_AP_19	198,64
TM_AS_29	120,54
TM_AP_21	120,54
TM_AS_30	53,53
TM_AP_24	80,50
TM_AP_26	130,25
TM_AS_38	125,69
TM_AP_35	90,53

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

12. ALLEGATI

12.5 Verifiche del muro d'ala maggiormente sollecitato

Verifiche di stabilità dell'opera

Coefficienti di spinta del terreno di monte

Terreno in condizioni statiche (Coulomb)

Spinta attiva $K_{AS} = 0.2993$

Terreno in condizioni dinamiche (Mononobe-Okabe)

Componente verticale dell'azione sismica agente verso l'alto

Spinta attiva $K_{AD} = 0.3661$

Componente verticale dell'azione sismica agente verso il basso

Spinta attiva $K_{AD} = 0.3597$

Coefficienti di spinta del terreno di valle

Terreno in condizioni statiche (Coulomb)

Spinta passiva $K_{PS} = 7.3077$

Terreno in condizioni dinamiche (Mononobe-Okabe)

Componente verticale dell'azione sismica agente verso l'alto

Spinta passiva $K_{PD} = 2.7972$

Componente verticale dell'azione sismica agente verso il basso

Spinta passiva $K_{PD} = 2.8119$

Valori della spinta attiva del terreno di monte per metro di estensione del muro

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 ANAS GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Altezza di calcolo $H_t = 4.500 \text{ m}$

Le spinte sono espresse in chilogrammi e le coordinate in metri.

CMB	$S_{S,X}$	$S_{S,Y}$	Y_S	X_S	$S_{D,X}$	$S_{D,Y}$	Y_D	X_D	$S_{T,X}$	$S_{T,Y}$	Y_T	X_T
1	0	0	0.000	0.000	-	-	-	-	0	0	0.000	0.000
2	0	0	0.000	0.000	-	-	-	-	0	0	0.000	0.000
3	0	0	0.000	0.000	-	-	-	-	0	0	0.000	0.000
4	0	0	0.000	0.000	-	-	-	-	0	0	0.000	0.000
5	0	0	0.000	0.000	-	-	-	-	0	0	0.000	0.000
6	0	0	0.000	0.000	-	-	-	-	0	0	0.000	0.000
7	0	0	0.000	0.000	-	-	-	-	0	0	0.000	0.000
8	0	0	0.000	0.000	-	-	-	-	0	0	0.000	0.000
9	0	0	0.000	0.000	5657	2558	2.250	1.600	5657	2558	2.250	1.600
10	0	0	0.000	0.000	3720	1682	2.250	1.600	3720	1682	2.250	1.600

Legenda

$S_{S,X}$, $S_{D,X}$, $S_{T,X}$ componente orizzontale della spinta statica , dinamica , totale del terreno

$S_{S,Y}$, $S_{D,Y}$, $S_{T,Y}$ componente verticale della spinta statica , dinamica , totale del terreno

Y_S , Y_D , Y_T ordinata del punto di applicazione della spinta statica , dinamica , totale

X_S , X_D , X_T ascissa del punto di applicazione della spinta statica , dinamica , totale

(le coordinate del punto di applicazione sono riferite al piede di valle della fondazione)

Forze d'inerzia per metro di estensione del muro

Componente orizzontale forza d'inerzia	$F_{I,X} =$	4335 kg
Ordinata del punto di applicazione della forza	$Y_I =$	3.296 m
Componente verticale forza d'inerzia	$F_{I,Y} =$	$\pm 2167 \text{ kg}$
Ascissa del punto di applicazione della forza	$X_I =$	2.283 m

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

12.5.1 Verifica a schiacciamento

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 10.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 1)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione)	Forza [kg]
Peso del muro (P_M)	13601
Peso del terreno a monte (P_{TM})	16427
Peso del terreno a valle (P_{TV})	1018
Peso dei sovraccarichi uniformi a monte (P_{SM})	60291
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	0
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	0
Carichi concentrati (C_C)	0
Carico totale ortogonale al piano di fondazione (N_{TOT})	91338

Momento rispetto al piede di valle ($M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}$) 194239.670 kg•m

Distanza carico dal piede di valle ($d_N = M_{TOT} / N_{TOT}$) 2.127 m

Eccentricità del carico ($e_N = |L_{f1} / 2 - d_N|$) 0.427 m

(Il punto di applicazione del carico è **interno** al terzo medio)

Compressione all'estremo di valle (σ_v) 6640 kg/m²

Compressione all'estremo di monte (σ_m) 47088 kg/m²

Ampiezza della zona compressa (B_{comp}) 3.400 m

Compressione limite (σ_L) 648312 kg/m²

Coefficiente di sicurezza allo schiacciamento

$$C_{SCH} = (\sigma_L / R) / \sigma_{max} = 9.83426$$

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

12.5.2 Verifica allo scorrimento sul piano di posa

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 10. Il coefficiente di attrito per il terreno di fondazione è $f_t = \tan(\varphi_f) / \gamma_\varphi = 0.57039$.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 9)

Descrizione carico	Forza ortogonale [kg]	Forza tangenziale [kg]
Peso del muro (P_M)	10462	0
Peso del terreno a monte (P_{TM})	12636	0
Peso del terreno a valle (P_{TV})	783	0
Peso dei sovraccarichi uniformi a monte (P_{SM})	25146	0
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$)	0	4335
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,Y}$)	2167	0
Carichi concentrati (C_C)	0	2100
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	0	5657
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	2558	0
Carico totale ($\Sigma_L, \Sigma_{ }$)	53753	12092

Risultante forza di coesione ($F_c = \frac{2}{3} \cdot (c'_f / \gamma'_c) \cdot B \cdot \gamma_G$) **37173**

(dove $B = 3.400$ m è la distanza tra i piedi di valle e di monte della fondazione)

30% Spinta passiva terreno di valle (S_P) **694**

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$C_{SCO} = [(\Sigma_L \cdot f_t + F_c + S_P) / R] / \Sigma_{||} = 5.66711$$

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

12.5.3 Verifica a ribaltamento

Nell'eseguire la verifica si considerano positive le forze verticali dirette verso il basso, le forze orizzontali dirette verso monte e i momenti aventi senso orario: se il momento ribaltante risulta positivo (quindi stabilizzante) viene posto pari a zero. Vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 10.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 9)

Il centro di rotazione coincide con il piede di valle della soletta di fondazione.

Descrizione carico	Forza [kg]	Braccio [m]	Momento [kg·m]
Peso del muro (P_M)	10462	1.498	15673.747
Peso del terreno a monte (P_{TM})	12636	2.500	31590.005
Peso del terreno a valle (P_{TV})	783	0.436	341.752
Peso dei sovraccarichi uniformi a monte (P_{SM})	25146	2.500	62865.009
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,Y}$)	2167	2.283	4947.534
Carichi concentrati stabilizzanti (C_{CS})			0.000
Momento stabilizzante (M_{STAB})			115418.045
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	-5657	2.250	-12729.168
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	2558	1.600	4092.775
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$)	-4335	3.296	-14286.044
Carichi concentrati ribaltanti (C_{CR})			-7350.000
Momento ribaltante (M_{RIB})			-30272.438

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento

$$C_{RIB} = (M_{STAB} / R) / |M_{RIB}| = 3.81264$$

12.5.4 Verifiche di resistenza delle armature

La verifica viene effettuata considerando lo stato limite ultimo, pertanto, si eseguono i seguenti controlli:

- Verifica N/M: si visualizza il valore del rapporto S_d/S_u ottenuto con incremento proporzionale delle

sollecitazioni (S_d = sollecitazione di progetto derivante da N e M, S_u = sollecitazione ultima);
 - Verifica (25): si visualizza il valore del rapporto N_d/N_u , dove N_u viene ottenuto con riduzione del 25% di f_{cd}

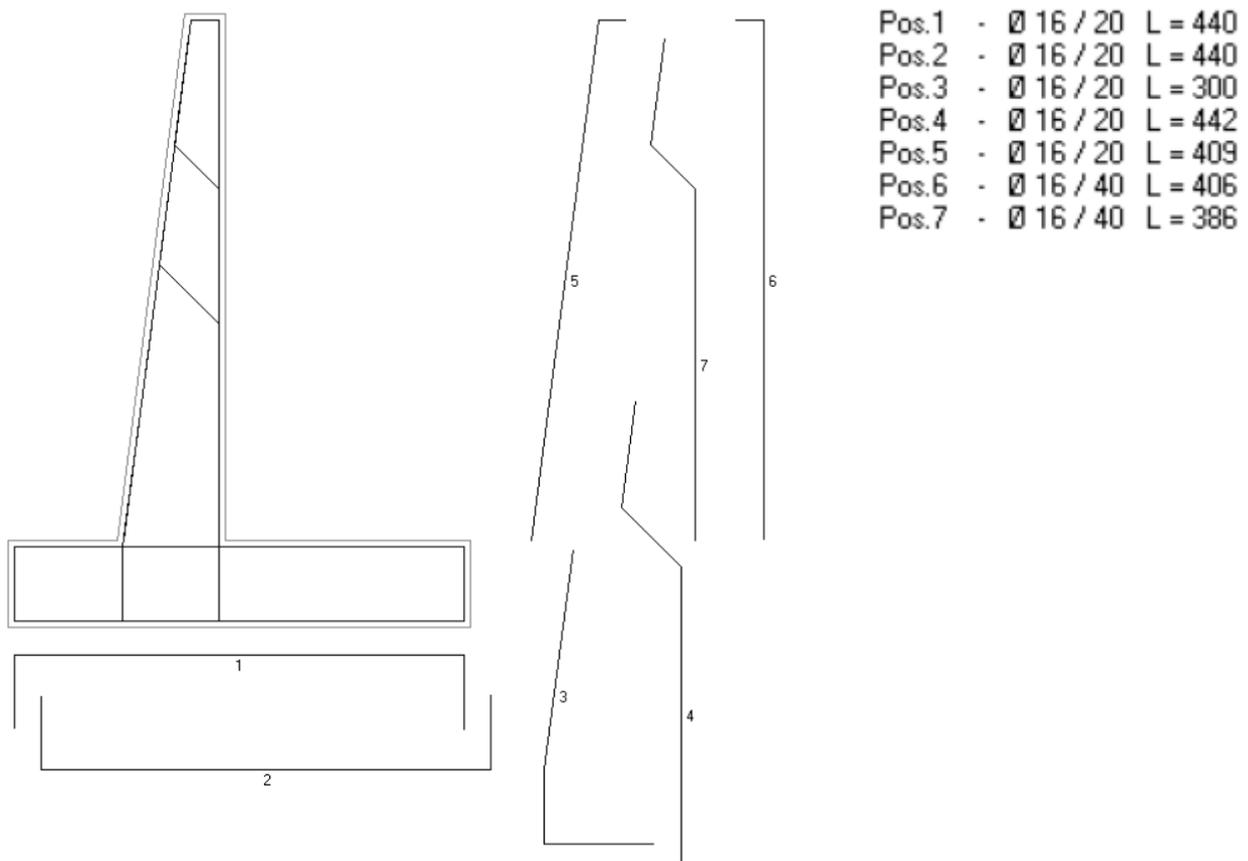
(N_d = sollecitazione normale di progetto, N_u = sollecitazione normale ultima).

Entrambi i valori dei rapporti devono essere minori o uguali a 1 affinché la verifica sia superata.

Si riporta inoltre il valore del rapporto tra posizione dell'asse neutro e altezza utile della sezione (rapporto x/d) alla rottura della sezione (per sola flessione). Nella figura seguente vengono

riportate le armature di progetto. Per ciascuna posizione vengono indicati il diametro, il passo e la lunghezza complessiva della barra.

Le sollecitazioni riportate si riferiscono ad un tratto di muro di estensione 1 m.



VERIFICA SEZIONI MENSOLA IN ELEVAZIONE

Sezione 1 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
2.600	100.0	46.7	(1 Ø 16 / 40 cm) 5.03	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Condizioni più gravose (Combinazione 9)

Sforzo normale (N) [kg] Sforzo di taglio (T) [kg] Momento flettente (M) [kg•m]

1302 3964 1836.030

Rapporto $x/d = 0.10008$

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.19528$**

Verifica (25) **$N_d/N_u = 0.00257$**

Sezione 2 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
1.300	100.0	63.3 [(1 Ø 16 + 1 Ø 16) / 40 cm]	10.05	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Condizioni più gravose (Combinazione 9)

Sforzo normale (N) [kg] Sforzo di taglio (T) [kg] Momento flettente (M) [kg•m]

3170 6088 8502.197

Rapporto $x/d = 0.10232$

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.34647$**

Verifica (25) **$N_d/N_u = 0.00462$**

Sezione 3 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
0.000	100.0	80.0	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Condizioni più gravose (Combinazione 9)

Sforzo normale (N) [kg] Sforzo di taglio (T) [kg] Momento flettente (M) [kg•m]

5603 8473 18375.624

Rapporto $x/d = 0.08802$

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.57490$**

Verifica (25) **$N_d/N_u = 0.00662$**

SEZIONE D'INCASTRO MENSOLA DI FONDAZIONE A VALLE (VERIFICATA)

S.S. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Caratteristiche

L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
1.200	100.0	65.0	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Condizioni più gravose (Combinazione 9)

Compressione terreno estremo di valle $\sigma_v =$	18776 kg/m ²		
Compressione terreno all'incastro $\sigma_i =$	16619 kg/m ²		
Lunghezza zona compressa $L_c =$	1.200 m		
Descrizione carico	Forza [kg]	Braccio [m]	Momento [kg·m]
Forza di compressione terreno	-21237	0.612	-13001.221
Peso della mensola	1300	0.800	1040.000
Inerzia verticale (terreno e cls)	58	0.800	46.722
Sforzo di taglio [kg]	19879	Momento flettente [kg·m]	11914.498
Rapporto $x/d = 0.10103$			

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.52608$**

SEZIONE D'INCASTRO MENSOLA DI FONDAZIONE A MONTE (verificata)

Caratteristiche

L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
2.200	100.0	65.0	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Condizioni più gravose (Combinazione 9)

Compressione terreno estremo di monte $\sigma_m =$	12664 kg/m ²		
Compressione terreno all'incastro $\sigma_i =$	16619 kg/m ²		
Lunghezza zona compressa $L_c =$	2.200 m		
Descrizione carico	Forza [kg]	Braccio [m]	Momento [kg·m]
Forza di compressione terreno	-32212	1.050	-33837.597
Peso della mensola	2925	1.300	3802.501
Peso del terreno	12636	1.300	16426.804
Peso dei sovraccarichi	25146	1.300	32689.804

