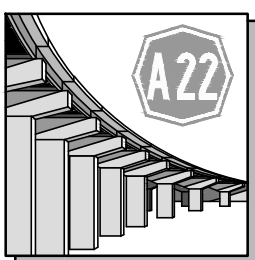



IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

A1	LOTTO 2 - dal km 223+100 al km 230+717
4.9.1.	INTERVENTI SULLE OPERE D'ARTE Sottopasso ANAS n°13 (pr km 227+319) Relazione tecnica illustrativa e di calcolo

0	MAR. 2021	EMISSIONE	A. SCANDOLA	D. QUATTROCIOCCHI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009		DIREZIONE TECNICA GENERALE	IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA:		
NUMERO PROGETTO: 31/09			 <p>ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROV. DI BOLZANO Dott. Ing. CARLO COSTA Nr. 891 INGENIEURKAMMER DER PROVINZ BOZEN</p>		

[DIGITARE IL TESTO]

INDICE

1	RELAZIONE ILLUSTRATIVA	6
1.1	ELEMENTI STRUTTURALI	10
1.1.1	IMPALCATO	10
1.1.2	APPOGGI	11
1.1.3	SPALLE	12
1.2	METODO DI CALCOLO	13
1.2.1	CRITERI E DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA	13
1.2.2	COMBINAZIONI DI CARICO	18
1.2.3	SISTEMA DI VINCOLAMENTO	22
1.2.4	VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO	22
1.2.5	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	23
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	24
2.1	OPERE IN C.A. E ACCIAIO	24
2.2	PRINCIPIALI NORME UNI	24
2.3	PRINCIPALI ISTRUZIONI CNR	25
2.4	NORME STRADALI	25
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	27
3.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	27
3.2	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	28
3.3	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE	28
3.4	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE	28
3.5	CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE	29
3.6	CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO	29
3.7	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	30
3.8	STRUTTURE METALLICHE	30

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 2 DI 153

3.8.1	CARPENTERIA METALLICA	30
3.8.2	PIOLI	30
3.9	ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE	31
3.10	COPRIFERRI	31
4	CODICI DI CALCOLO	32
4.1	SAP 2000	32
4.2	ENG - SIGMAC	34
4.3	VCASLU	35
5	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	36
5.1	IMPALCATO	36
5.1.1	CRITERI DI CALCOLO	36
5.1.2	ANALISI DEI CARICHI	37
5.1.2.1	Carichi e sollecitazioni sulla trave di bordo	40
5.1.3	MODELLI DI CALCOLO	41
5.1.4	ANALISI STRUTTURALE	41
5.1.4.1	Criteri generali	41
5.1.5	VERIFICHE STATICHE IMPALCATO ALLO SLU	41
5.1.5.1	Classificazione della sezione in acciaio	42
5.1.5.2	Verifica di resistenza	42
5.1.5.3	Stati limite ultimi di stabilità per la sezione metallica	43
	Verifica all'imbozzamento dei pannelli d'anima	43
	Verifica di instabilità della piattabanda superiore in fase di getto	45
	Verifica degli irrigidimenti trasversali	46
	Verifica per carichi concentrati	47
5.1.6	STATO LIMITE ULTIMO DI FATICA	47
5.1.6.1	Verifiche per vita illimitata	47
5.1.6.2	Verifica della sezione	48
5.1.7	VERIFICA DEI PIOLI	51
5.1.7.1	Caratteristiche e limitazioni dimensionali	51
5.1.7.2	Criteri di calcolo e sollecitazioni	52
5.1.7.3	Verifiche delle piolature	53
5.1.8	VERICHE STATICHE IMPALCATO ALLO SLE	55

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 3 DI 153

5.1.8.1	Verifica tensionale	55
5.1.8.2	Verifica a fessurazione della soletta	55
5.1.8.3	Stato limite di deformazione	55
5.2	SOLETTA	57
5.2.1	VERIFICHE IN DIREZIONE TRASVERSALE	58
5.2.1.1	Fase provvisoria	58
5.2.1.2	Fase definitiva	64
5.2.1.3	Carichi permanenti	64
5.2.1.4	Carichi accidentali	67
5.2.1.5	Urto di veicolo in svio	71
5.2.1.6	Carico del vento	73
5.2.1.7	Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico	74
5.2.1.8	Verifiche di resistenza	75
5.2.1.9	Verifica in condizioni eccezionali: urto di veicolo in svio	79
5.2.2	VERIFICHE IN DIREZIONE LONGITUDINALE	80
5.2.2.1	Verifiche di resistenza (slu)	80
5.3	TRAVERSI	81
5.3.1	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	81
5.3.2	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	81
5.3.3	VERIFICHE DI RESISTENZA	83
6	RELAZIONE DI CALCOLO APPOGGI	84
6.1	AZIONI SUGLI APPOGGI	86
6.1.1	CARICHI STATICI	86
6.1.2	SISMA	87
7	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE - CONSOLIDAMENTO FUSTO ESISTENTE	91
7.1	DATI RELATIVI ALLA SPALLA	91
7.1.1	DATI RELATIVI AL TERRENO	92
7.1.2	DATI RELATIVI ALLA PALIFICATA DI FONDAZIONE	92
7.2	DATI PER ANALISI SISMICA	92
7.2.1	COMBINAZIONI DI CARICO	93
7.2.2	SOLLECITAZIONI AGENTI	93

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 4 DI 153

7.2.2.1	Azione di frenamento	93
7.3	VERIFICA DELLA FONDAZIONE	94
7.3.1	CARICHI SUI PALI	94
7.3.2	VERIFICA DI PORTANZA DEI PALI	94
7.3.3	VERIFICA ARMATURA DEI PALI	96
7.3.4	VERIFICA DEL PLINTO	97
7.4	VERIFICA DEL PARAGHIAIA	99
7.4.1	VERIFICHE AGLI SLU	100
7.4.2	VERIFICHE AGLI SLE	101
7.5	VERIFICA DEI TIRANTI A SUPPORTO DELLA SPALLA ESISTENTE	103
7.5.1	CALCOLO DEL TIRO MASSIMO	103
7.5.2	VERIFICA DEI TIRANTI	103
7.5.3	VERIFICA GERARCHIA DELLE RESISTENZE	107
8	VERIFICA MURI DI RISVOLTO SPALLA NORD	108
8.1	CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE	108
8.2	METODO DI CALCOLO E NORMATIVA	108
8.3	IMPOSTAZIONI DI ANALISI GEOTECNICA E STRUTTURALE	110
8.4	IMPOSTAZIONI DI MODELLAZIONE	113
8.5	ANALISI DEI CARICHI	113
8.5.1	CARICHI PERMANENTI	113
8.5.2	CARICHI VARIABILI	114
8.5.3	AZIONI ECCEZIONALI: URTO	114
8.5.4	VENTO	116
8.5.5	AZIONE SISMICA	119
8.6	MURO DI RISVOLTO CARREGGIATA SUD CON B.A.	121
8.6.1	CONDIZIONI DI CARICO	121
8.6.2	COMBINAZIONI DI CARICO	122
8.6.3	QUADRO RIASSUNTIVO DEI COEFFICIENTI DI SICUREZZA CALCOLATI	130

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 5 DI 153

8.6.4	ANALISI DELLA SPINTA	132
8.6.5	VERIFICHE GEOTECNICHE	133
8.6.6	VERIFICHE STRUTTURALI	136
8.7	MURO DI RISVOLTO CARREGGIATA NORD SENZA B.A.	140
8.7.1	CONDIZIONI DI CARICO	141
8.7.2	COMBINAZIONI DI CARICO	141
8.7.3	QUADRO RIASSUNTIVO DEI COEFFICIENTI DI SICUREZZA CALCOLATI	145
8.7.4	ANALISI DELLA SPINTA	146
8.7.5	VERIFICHE GEOTECNICHE	147
8.7.6	VERIFICHE STRUTTURALI	151

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 6 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

1 RELAZIONE ILLUSTRATIVA

Nell'ambito del progetto definitivo di adeguamento del tracciato A22 tra lo svincolo di Verona Nord (km 225+372) ed il sovrappasso della linea ferroviaria Verona-Mantova (km 230+163) è previsto l'intervento di allargamento del tratto autostradale in prossimità del sottopasso individuato col nome ANAS13.

I già menzionati aspetti in ordine agli aumentati carichi accidentali (D.M. 14/01/2008), agli oneri connessi alla sismica (oneri assenti all'atto della costruzione originale dei manufatti) e a diffuse situazioni di degrado dei materiali (vedasi relazione generale), ha consigliato di prevedere la sostituzione integrale degli impalcati col rispetto dei vincoli di quote connessi al profilo dell'Autostrada e della sottopassante strada.

Il ponte presenta una campata struttura mista acciaio-calcestruzzo per ogni via di corsa (Nord e Sud), sostenute da spalle in c.c.a superficiali per la via sud e spalle a diaframmi per la via nord: oltre al rifacimento dell'impalcato si pone necessario il consolidamento delle spalle esistenti.

La demolizione è prevista in più fasi quasi tutte da effettuarsi in ore notturne e in concomitanza a sospensione del traffico. Le fasi sono essenzialmente il sezionamento longitudinale dell'impalcato in gruppi di travi (solitamente due) per procedere poi alla rimozione di tali gruppi in una o più notti.



Figura 1.1 Vista planimetrica stato di fatto

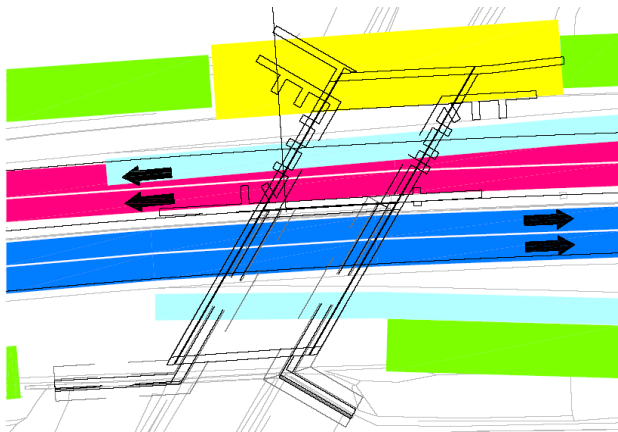
Il viadotto in progetto è a due carreggiate separate ed è costituito da una campata di luce 15.78m e con raggio di curvatura minimo dell'asse pari a 1438m. Il progetto del nuovo impalcato richiede un

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 7 DI 153

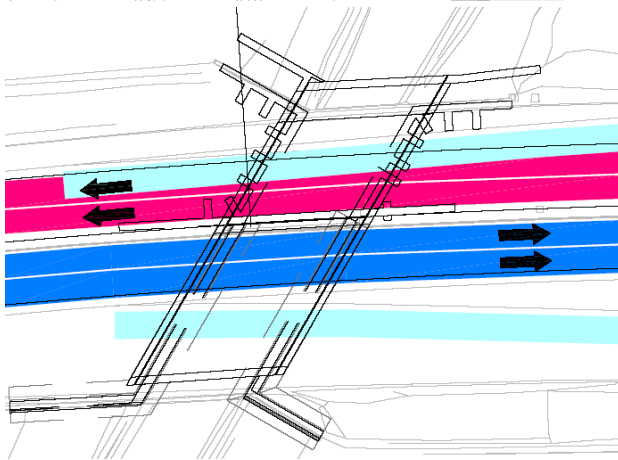
abbassamento massimo del franco pari a 9,70cm. L'andamento del nuovo tracciato e la presenza dell'attuale corsia di uscita della via sud, comporta un restringimento della stessa ed un allargamento della via nord (allungamento spalle e realizzazione nuovi muri di risvolto).

L'intervento di allargamento comporta tre fasi realizzative, durante le quali deve essere mantenuto il traffico, garantendo un minimo di n.2 corsie per senso di marcia:

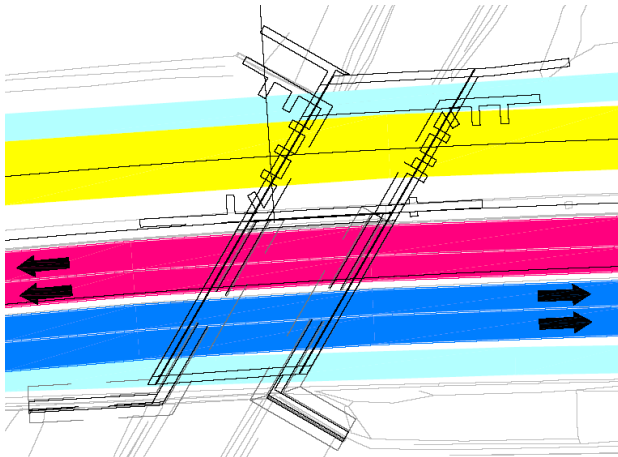
1. realizzazione dei rilevati necessari per l'allargamento della sede autostradale (in entrambe le carreggiate), previo restringimento delle carreggiate (sia direzione Trento, sia direzione Modena) verso il centro dell'autostrada, occupando la corsia di emergenza come cantiere. Convogliamento del traffico della corsia di immissione direzione Trento verso il centro della carreggiata della via nord. realizzazione del prolungamento delle spalle ed i relativi muri di risvolto su micropali, previa infissione di un palancolato provvisorio per consentire lo scavo delle fondazioni dei nuovi muri, e previo rinforzo delle spalle a "diaframmi" con tiranti. realizzazione parziale delle spalla superficiale collegata ai diaframmi esistenti opportunamente demoliti fino al raggiungimento della quota di imposta della nuova spalla, previa infissione di un palancolato tra la corsia di immissione ed il cantiere. Messa in opera delle travi in acciaio piu' esterne e della soletta in calcestruzzo a lastre tralicciate fino alla zona di collegamento provvisorio all'impalcato esistente;
2. fase temporanea necessaria per coordinarsi con gli interventi alle altre opere;
3. spostamento della corsia di immissione direzione Trento dal centro della carreggiata nord verso l'esterno (zona ex novo) per consentire il completamento dell'intervento sulla carreggiata nord. Realizzazione di un palancolato provvisorio in corrispondenza dell'asse di tracciamento e successiva demolizione e ricostruzione secondo progetto della sommita' dei diaframmi esistenti. Collegamento dell'impalcato realizzato in 3° fase con la parte realizzata in 1° fase;
4. deviazione del traffico sulla via nord (due corsie direzione Trento, due corsie direzione Modena). Demolizione dell'impalcato e della sommita' della spalla esistente e rinforzo della stessa con micropali e tiranti; rinforzo dei muri di risvolto esistenti con inserimento di micropali (demolizione della sommita'). Messa i opera delle travi in acciaio e realizzazione dell'impalcato della via sud.



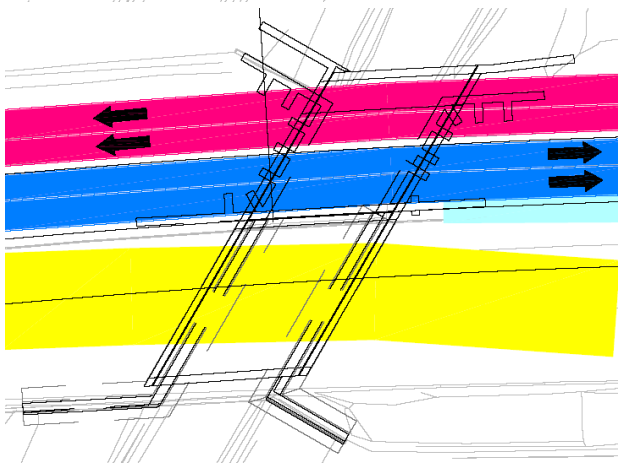
Fase 1



Fase 2



Fase 3



Fase 4

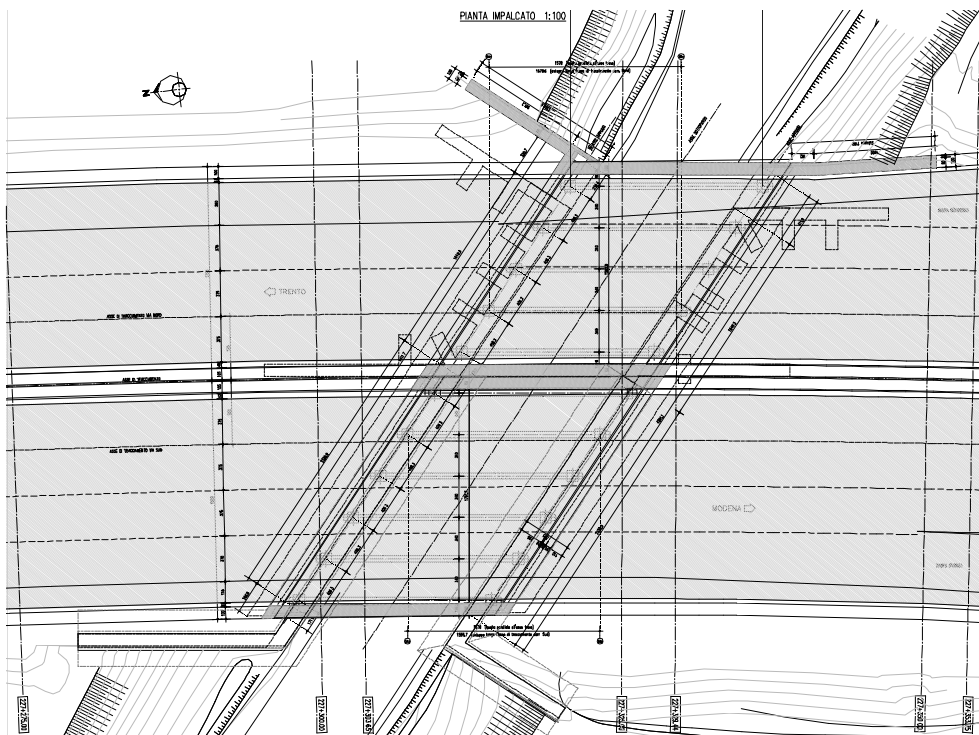


Figura 1.2 Pianta impalcato

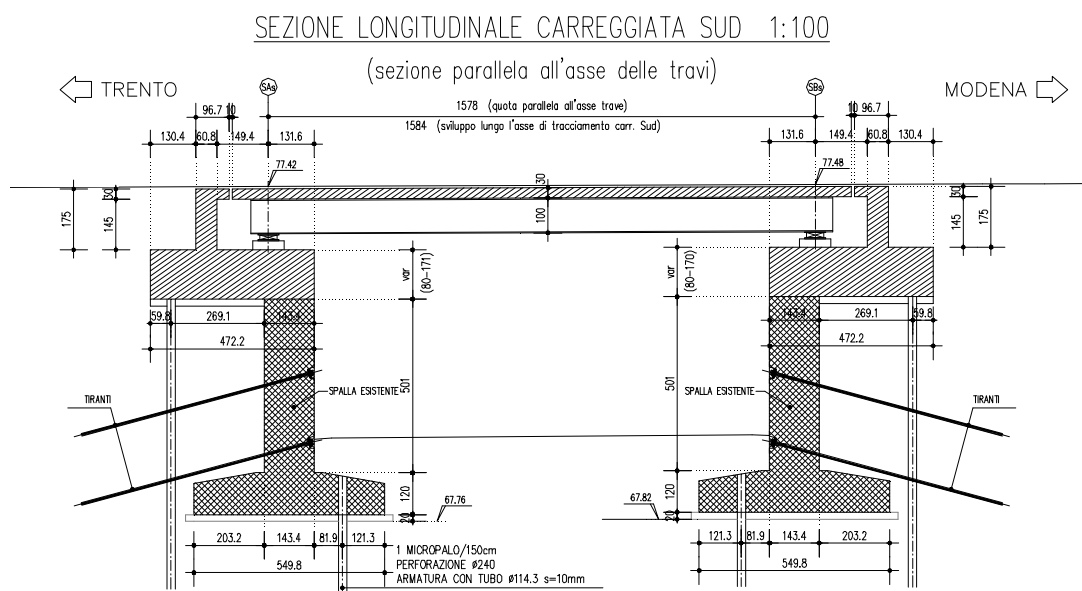


Figura 1.3 Sezione longitudinale

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 10 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

1.1 ELEMENTI STRUTTURALI

1.1.1 IMPALCATO

Il ponte presenta due carreggiate separate, ciascuna a campata singola di luce $L = 15.78\text{m}$ e retro trave di 1.00m .

Si prevede, per entrambe le vie di corsa, un impalcato continuo a struttura mista con travi in acciaio di altezza 100cm ed interasse 3.40m , e soletta superiore in conglomerato cementizio armato in lastre tralicciate di spessore complessivo 30cm . La larghezza totale della soletta dell'impalcato varia da 21.25m a 21.37m circa per la via nord e da 24.68m a 24.86m per la via sud essendo presente una rampa di uscita. Tale larghezza totale è dovuta alla somma delle larghezze dei cordoli esterni (1.20m carr sud con barriera antirumore, 0.55m carr nord senza barriera antirumore), dei cordoli interni (0.90m) e ad una superficie carrabile totale composta da corsie di marcia di 3.70m , corsie di emergenza di 3.50m ed una corsia di accelerazione in entrambe le carreggiate. La pendenza trasversale della carreggiata ha un valore costante del 5.03% , per la curvatura verso Modena di raggio $R=1405\text{m}$, fatta eccezione per la corsia di emergenza e di accelerazione della via Nord, che presentano una contropendenza del 2.50% verso Trento.

Le due vie di corsa si differenziano sostanzialmente per il numero di travi (via di corsa Nord direzione Trento, n.6 travi; via di corsa Sud direzione Modena, n.7 travi).

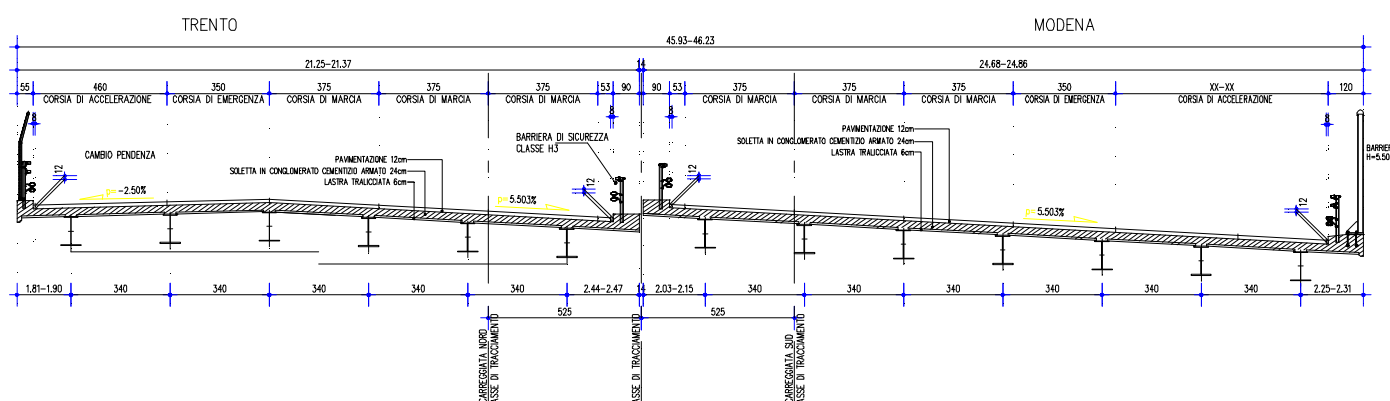


Figura 1.4 Sezione in retto impalcato

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 11 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

1.1.2 APPOGGI

Si prevede che le spalle siano sede di isolatori elastomerici antisismici ad alta dissipazione con le caratteristiche riportate nelle tavole grafiche, realizzati mediante un cuscino di elastomero armato ad alto valore di smorzamento, vulcanizzato sopra e sotto ad una piastra di acciaio a cui va fissata mediante viti una o più piastre con funzione di ancoraggio.

Tale sistema di vincolamento consente di trasferire le azioni sismiche longitudinali trasmesse dall'impalcato alle sole spalle, in entità proporzionale alla rigidità del dispositivo di appoggio.

I dispositivi previsti sono disposti sulle spalle con la logica seguente:

Direzione longitudinale:

Spalla A: 13 isolatori elastomerici

Spalla B: 13 isolatori elastomerici

Direzione trasversale

Spalla A: 13 isolatori elastomerici

Spalla B: 13 isolatori elastomerici

I dispositivi saranno progettati affinché resistano all'azione di progetto allo stato limite ultimo, così come prescritto dalla nuova normativa sismica riportata nelle Nuove norme Tecniche, per un evento sismico con periodo di ritorno di circa 1900 anni (vita nomina $V_n=100$, coefficiente d'uso $C_u=2$).

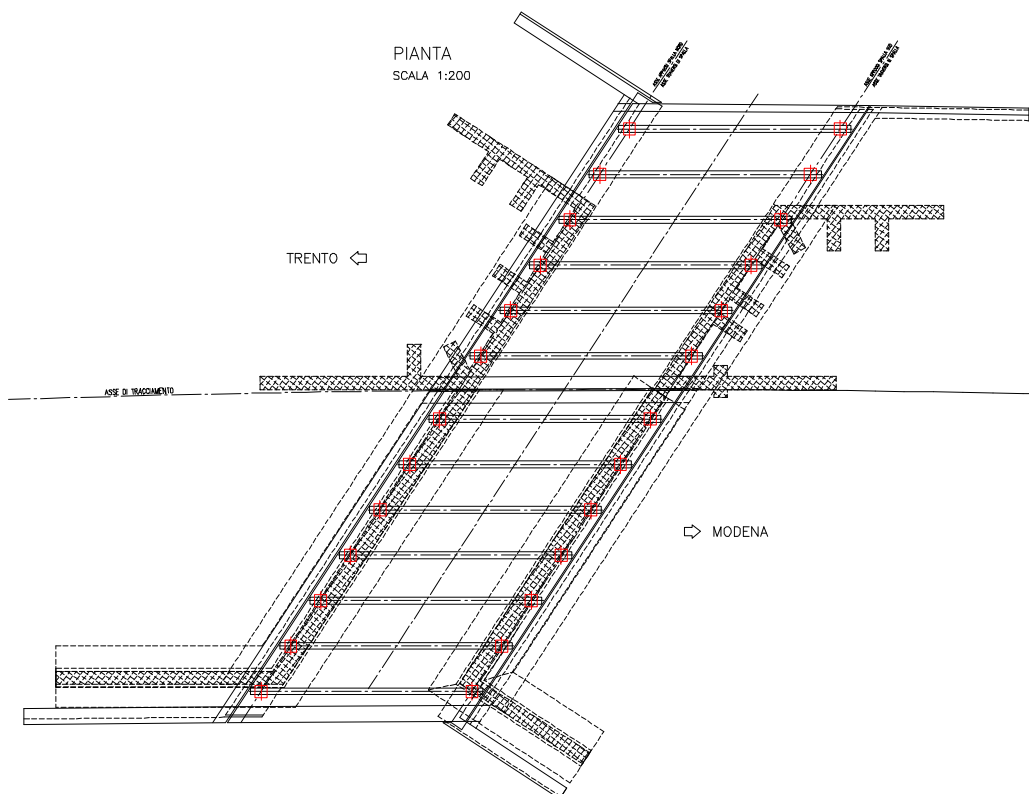


Figura 1.5 Schema disposizione appoggi

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 12 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

1.1.3 SPALLE

Le spalle in progetto (spalla A lato Trento e spalla B lato Modena) hanno una geometria particolare in quanto devono integrarsi con le strutture esistenti: tali strutture sono di due tipologie differenti, ed in specifico in corrispondenza dell'attuale via Sud sono spalle in c.a. con ciabatta superficiale, mentre in corrispondenza della via Nord sono diaframmi a "T", anche come muri di risvolto.

Si prevede quindi un consolidamento delle strutture in essere mediante micropali e tiranti, previa demolizione della sommità per consentire l'adattamento alle strutture in progetto.

A sostegno delle travi si realizzerà una platea superficiale su micropali in prossimità della spalla superficiale e direttamente innestata sulla sommità dei diaframmi preventivamente "scapitozzati" presso la via Nord: da tale platea spicca il paraghiaia in progetto (non è presente un fusto).

All'estremità delle spalle poste sotto la corsia Nord, per consentire l'allargamento degli impalcati, si prevede la realizzazione di porzioni di spalle in ca su micropali, ed i relativi risvolti. Le fondazioni di muri e spalle in progetto, impostati alla quota di quelle esistenti, sono di spessore 1.20m.

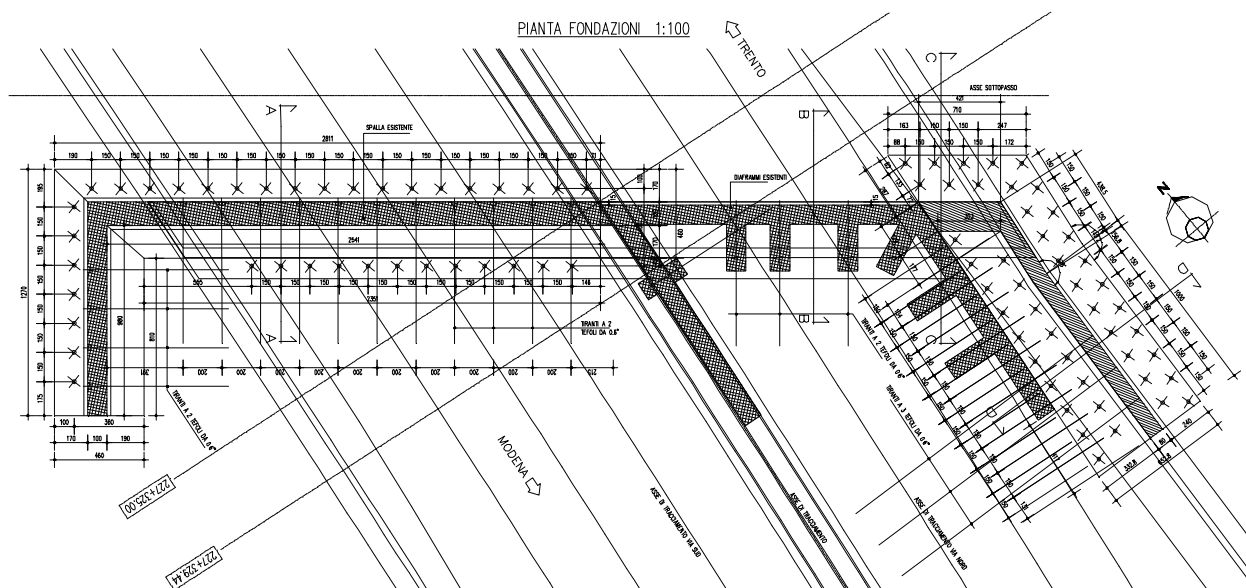


Figura 1.6 Spalle - Pianta delle fondazioni

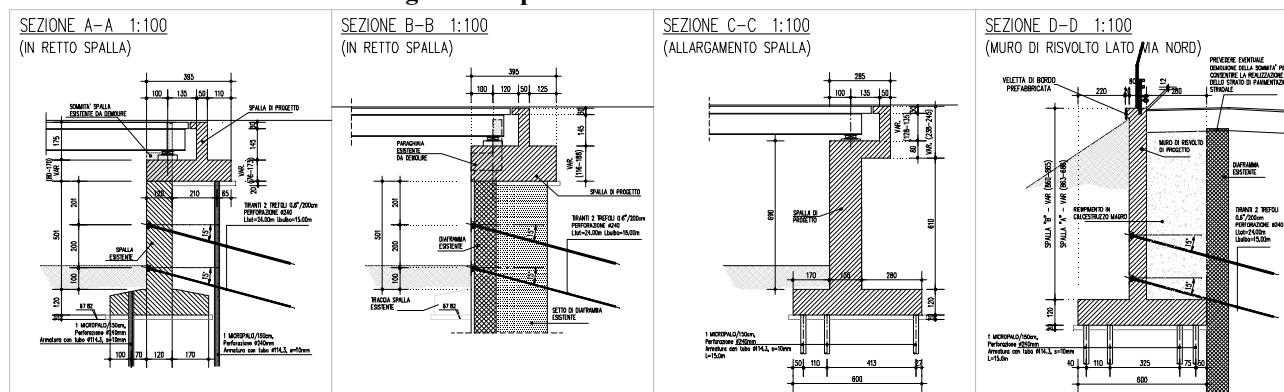


Figura 1.7 Spalle – Sezione trasversale spalla e muro di risvolto

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 13 DI 153

1.2 METODO DI CALCOLO

La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il DM14/01/2008 “Norme Tecniche per le costruzioni” e relative Istruzioni.

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

1.2.1 CRITERI E DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

L’effetto dell’azione sismica di progetto sull’opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s’intende che l’opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, come riportato al § 4.1.2.2.5.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l’opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l’opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l’opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l’esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

IMPALCATO

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 14 DI 153
	<small>CODIFICA DOCUMENTO</small> A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

Per quanto riguarda l'azione sismica, i suoi effetti sull'impalcato vanno valutati a ponte "scarico" (per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_2 = 0$, come si desume dal punto 3.2.4 e Tab.5.1.VI delle NTC, data la scarsa probabilità di avere la contemporaneità dei due eventi).

I risultati relativi alla combinazione sismica non vengono riportati, essendo per l'impalcato più severa la condizione sotto l'azione dei carichi da traffico.

SPALLE

Nel paragrafo § 7.9 della NTC2008, specifico per i ponti, si legge: *“La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che sotto l'azione sismica di progetto per lo SLV essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle spalle o ad appositi apparecchi dissipativi” “Gli elementi ai quali non viene richiesta capacità dissipativa e devono, quindi, mantenere un comportamento sostanzialmente elastico sono: l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione ed il terreno da esse interessato, le spalle se sostengono l'impalcato attraverso appoggi mobili o deformabili. A tal fine si adotta il criterio della “gerarchia delle resistenze” ...”.*

A riguardo delle spalle quindi, nel calcolo allo SLV, dovendo la struttura mantenere durante l'evento sismico un comportamento elastico, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara). Tale condizione inoltre, in accordo al punto § 7.10.6.1., consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD. Per quanto riguarda invece la richiesta di adottare il criterio di gerarchia delle resistenze, per le spalle (e le pile) connesse all'impalcato con appoggi fissi, rimane da verificare che tali appoggi siano in grado di trasmettere forze orizzontali tali da produrre un momento flettente pari a $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$, dove M_{Rd} è il momento resistente delle sezioni critiche. Nel caso in cui si utilizzi un coefficiente di struttura $q=1$ allora la normativa concede di utilizzare direttamente tali azioni (M_{Rd}) per il progetto degli apparecchi di appoggio. Il coefficiente di struttura adottato per la spalla SB dell'impalcato in progetto è stato assunto pari all'unità e le forze d'inerzia di progetto sono state determinate considerando un'accelerazione pari a $a_g \cdot S$. Infatti, in accordo con il § 7.9.5.6.2., la spalla in progetto sostiene un terreno rigido naturale per più dell'80% dell'altezza e quindi si può considerare che essa si muova con il suolo.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la IV.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 15 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = -\frac{V_r}{\ln(1 - P_{VR})} = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma, è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c .

- a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria C, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- 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;
- S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

L'opera ricade all'incirca alla Latitudine di $45^\circ 24' 47''$ N e Longitudine $10^\circ 54' 51''$ E, ad una quota di circa 72 m.s.m..

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T^*_c) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono riportati di seguito:

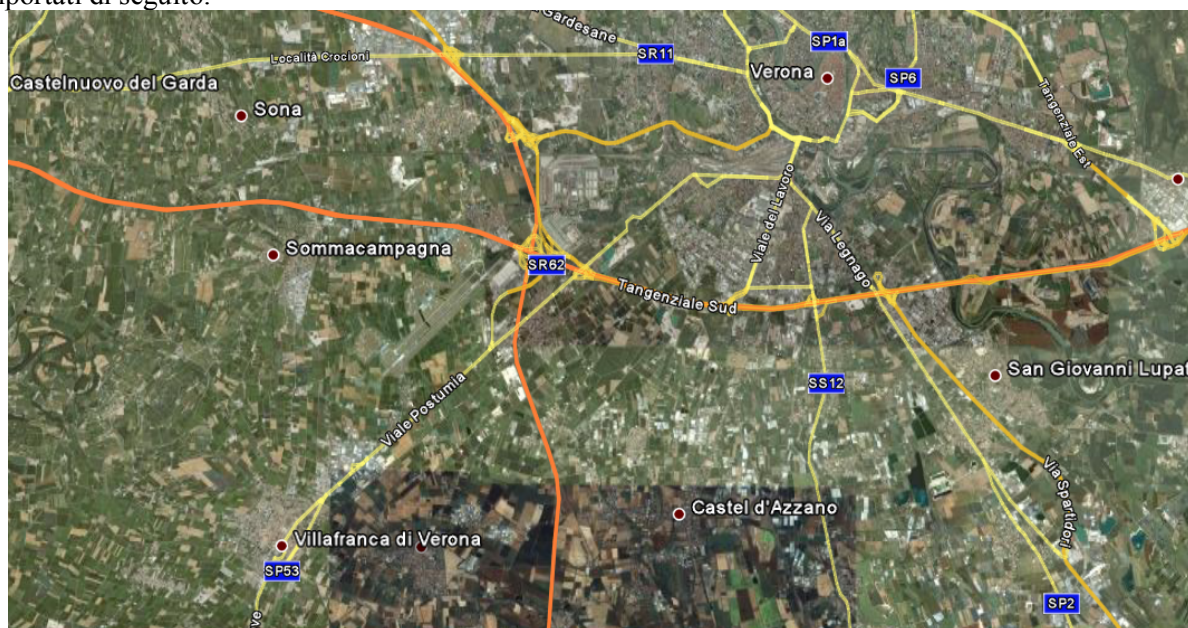


Figura 1.8 Tratto adeguamento del tracciato A22

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 16 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

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

Figura 1.9 Individuazione coordinate Verona

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 17 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.086	2.445	0.262
SLD	201	0.109	2.409	0.271
SLV	1898	0.258	2.406	0.286
SLC	2475	0.284	2.381	0.289

Per le spalle il calcolo viene eseguito con il metodo dell'analisi statica equivalente, applicando come prescritto da normativa un'accelerazione pari ad $a_g S$.

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "A".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_S (SLV) \Rightarrow 1.00$$

$$S_T (SLV) \Rightarrow 1.00$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{max}(SLV) = S \cdot a_g = S_s * S_T * a_g = 0.258g$$

Lo studio sismico delle opere facenti parte del tratto di intervento è stato impostato in maniera univoca, affidando a favore di sicurezza lo spettro della città di Verona (di cui si riportano i parametri di seguito), risultando questo sempre più "gravoso" di quello specifico dell'opera.

Latitudine di 45.4351 e Longitudine 10.9988.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.087	2.443	0.263
SLD	201	0.111	2.409	0.271
SLV	1898	0.260	2.406	0.287
SLC	2475	0.286	2.381	0.290

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 18 DI 153

1.2.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al . 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 14/01/2008.

I carichi variabili sono stati suddivisi in carichi da traffico, vento e resistenza passiva dei vincoli; di conseguenza, le combinazioni sono state generate assumendo alternativamente ciascuno dei tre suddetti carichi come azione variabile di base.

Fra i carichi variabili si distinguono:

- Q carichi da traffico
- Q_T azioni termiche
- Q_w azione del vento

Inoltre, come indicato nella tabella 5.1.IV, sono stati identificati tre gruppi di azioni caratteristiche, corrispondenti rispettivamente ai carichi verticali, alla forza di frenamento e alla forza centrifuga.

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

1) – **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

2) – **Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

3) – **Combinazione frequente**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

4) – **Combinazione quasi permanente (SLE)**, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

5) – **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

6) – **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G₂.

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.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 19 DI 153

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere 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.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni, Tabella 6.2.II per i parametri del terreno, e Tabella 6.4.II e 6.4.III per i parametri di resistenza di strutture di fondazione su pali.

OPERE DI FONDAZIONE – PALI (CAP.6.4)

Approccio 1

Combinazione 1: (A1+M1+R1) (STR)

Combinazione 2: (A2+M1+R2) (GEO)

Approccio 2

(A1+M1+R3) (Se verifica struttura γ_r non si considera)

OPERE DI FONDAZIONE – DIAFRAMMI (CAP.6.5)

Approccio 1

Combinazione 1: (A1+M1+R1) (STR)

Combinazione 2: (A2+M2+R2) (GEO)

Approccio 2

(A1+M1+R3) (Se verifica struttura γ_r non si considera)

Tabella 6.2.I/5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 ⁽³⁾	1.00 ⁽⁴⁾	1.00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

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

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.		
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC		FOGLIO 20 DI 153

resistenza al taglio				
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

PARAMETRO	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali γ_s da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ⁽¹⁾	γ_k	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

⁽¹⁾ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

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

- 1A) STR) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow$ (spinte $\Phi_d' = \Phi_k'$)
- 1B) GEO) micropali $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow$ (spinte $\Phi_d' = \Phi_k'$)
- 1B) GEO) diaframmi $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow$ (spinte $\Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi)$)
- 6) Eccezionale) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

- 2) Rara) $\Rightarrow G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

- 3) Frequente) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
- 4) Quasi permanente) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti:

- 5A) STR) $\Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow$ (spinte $\Phi_d' = \Phi_k'$)

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 21 DI 153

5B) GEO) diaframmi $\Rightarrow E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow$ (spinte $\Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi)$)
(per i pali non c'è differenza di combinazione sismica STR da GEO)

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0.2$ (condizione cautelativa). Data la natura dell'opera in progetto, così come previsto dalla norma, si assume $\psi_{2i} = 0.00$.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 22 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

1.2.3 SISTEMA DI VINCOLAMENTO

Il calcolo svolto nella condizione sismica è un'analisi statica equivalente, secondo quanto previsto dalla normativa di riferimento. Tale analisi è dipendente dalle caratteristiche dei dispositivi di isolamento ed in particolare dal valore della rigidezza orizzontale e dal coefficiente di smorzamento equivalente.

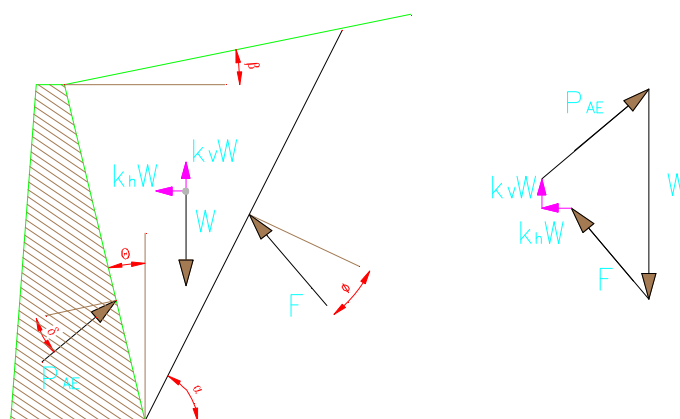
Le caratteristiche dei dispositivi ed in particolare i valori delle rigidzze orizzontali vengono considerate nel calcolo delle sollecitazioni degli elementi di sostegno dell'opera in condizioni sismiche in un'analisi di tipo statico equivalente al fine della valutazione delle azioni sismiche ed in condizioni di esercizio per la ripartizione delle forze orizzontali tra i diversi elementi di sostegno.

Le caratteristiche dei dispositivi di appoggio ed isolamento utilizzati per l'opera in oggetto, già descritte nella premessa, consentono la trasmissione delle azioni longitudinali alle sole spalle: l'azione sismica dell'impalcato viene ripartita proporzionalmente alla rigidezza del dispositivo, ma a favore di sicurezza si è applicato un coefficiente pari a 0.5 (superiore al valore trasmesso effettivamente dall'elastometro).

Le sollecitazioni in direzione trasversale si ripartiscono in parti uguali sulle strutture di sostegno, con coefficiente pari 0,5.

1.2.4 VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO

Il calcolo delle spinte del terreno (per le strutture di sostegno – spalle) verrà svolto considerando uno schema di “spinta a riposo” in condizioni di esercizio. In condizioni sismiche, invece, si considererà lo schema di spinta attiva con incremento dinamico secondo l'approccio di Mononobe-Okabe.



$$E_d = 1/2 \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws}$$

H : altezza del muro

E_{ws} : spinta idrostatica

γ* : peso specifico del terreno

K : coefficiente di spinta del terreno (statico+dinamico)

$$\psi = \arctan (k_h / (1 \pm k_v)) =$$

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 23 DI 153

$$k_{AE} = \frac{[\cos^2(\phi - \theta - \psi)]}{[\cos\psi * \cos^2\theta * \cos(\delta + \theta + \psi) * (1 + ((\sin(\delta + \phi) * \sin(\phi - \beta - \psi) / \cos(\delta + \theta + \psi) / \cos(\beta - \theta))^{1/2})^2]}$$

$$\Delta_{ed} = P_{AE(kv)} - S_a$$

1.2.5 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

IMPALCATO

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE), mentre, come specificato in precedenza, i risultati relativi alla combinazione sismica non vengono riportati, essendo per l'impalcato più severa la condizione sotto l'azione dei carichi da traffico.

SPALLE

Gli elementi di sostegno (spalle) sono progettati affinché, come richiesto dalla norma stessa al paragrafo 7.9.2., si mantengano in campo elastico sotto l'azione sismica allo stato limite ultimo: in questo modo si ottiene la garanzia che, anche a seguito di un evento sismico di eccezionale intensità, gli unici elementi che ne possono rimanere danneggiati sono i dispositivi di vincolamento, più facilmente sostituibili alla fine dell'evento sismico, mentre gli elementi strutturali costituenti l'opera mantengono integre le proprie capacità di resistenza (criterio della gerarchia delle resistenze). A tal fine le verifiche in condizioni sismiche vengono svolte controllando che i materiali si mantengano al di sotto di limiti tensionali che possono ritenersi i massimi, valori entro i quali il loro comportamento si mantiene sostanzialmente lineare elastico. Tali limiti tensionali massimi assunti sono riportati nel paragrafo specifico relativo alle caratteristiche dei materiali.

Anche i pali di fondazione devono essere progettati in modo da rimanere in campo elastico, secondo quanto richiesto dalla norma al paragrafo 7.9.2..

Per le verifiche degli elementi strutturali costituenti le spalle saranno quindi svolti due tipi di verifiche: allo stato limite ultimo per le condizioni di esercizio e di controllo del mantenimento del comportamento elastico dei materiali per le condizioni sismiche, nonché le verifiche a fessurazione per lo stato limite di esercizio.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO AI_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 24 DI 153

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sviluppati nel seguito sono svolti secondo il Metodo degli Stati Limite e nel rispetto della normativa vigente; in particolare si sono osservate le prescrizioni contenute nei seguenti documenti:

2.1 OPERE IN C.A. E ACCIAIO

D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;

Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale.

2.2 PRINCIPIE NORME UNI

UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;

UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;

UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;

UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;

UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;

UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;

UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;

UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;

UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;

UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 25 DI 153

UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;

UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;

UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

2.3 PRINCIPALI ISTRUZIONI CNR

CNR 10011/97 – Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l’ esecuzione, il collaudo e la manutenzione;

CNR 10016/00 – Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l’impiego nelle costruzioni;

CNR 10018/99 – Apparecchi di appoggio per le costruzioni. Istruzioni pr l’impiego;

CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

Il progetto definitivo dell’opera in oggetto è stato sviluppato utilizzando le NTC2008, norma il cui utilizzo è consentito purché i lavori vengano iniziati entro marzo dell’anno 2023 (entro cioè 5 anni dall’entrata in vigore delle NTC2018 ai sensi dell’art. 2 comma 2). In fase di progettazione esecutiva l’opera sarà progettata ai sensi delle Norme Tecniche vigenti alla data in cui la progettazione esecutiva verrà svolta. Tuttavia, al fine di verificare l’idoneità delle opere progettate anche con le Norme Tecniche attualmente vigenti, è stato effettuato un confronto tra normative (NTC2008 e NTC2018) verificandone le principali differenze.

Nel caso in esame le verifiche preliminari condotte hanno evidenziato come l’utilizzo delle norme attualmente vigenti non comporti variazioni strutturali significative.

2.4 NORME STRADALI

D.M. 5 novembre 2001 – Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade

D.M. 22 aprile 2004 – Modifica del decreto 5 novembre 2001, n. 6792, recante “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”

D. Lgs 30 aprile 1992 n. 285– Nuovo codice della strada;

D.P.R. 16 dicembre 1992 n. 495 – Regolamento di esecuzione e di attuazione del nuovo codice della strada;

D.Lgs. 15 gennaio 2002 n. 9 – Disposizioni integrative e correttive del nuovo codice della strada, a norma dell’articolo 1, comma 1, della L. 22 marzo 2001, n. 85.

D.L. 20 giugno 2002 n. 121 – Disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale

L. 1 agosto 2002 n. 168 – Conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 20 giugno 2002, n. 121, recante disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 26 DI 153

D.L. 27 giugno 2003 n. 151 – Modifiche ed integrazioni al codice della strada

L. 1 agosto 2003 n. 214 – Conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 27 giugno 2003, n. 151, recante modifiche ed integrazioni al codice della strada

D.M. 30 novembre 1999 n. 557 – Regolamento recante norme per la definizione delle caratteristiche tecniche delle piste ciclabili

Bollettino CNR n. 150 – Norme sull'arredo funzionale delle strade urbane.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.		
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC		FOGLIO 27 DI 153

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Materiali come prescritti dal Decreto Ministeriale 14.01.2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

3.1 TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1

Questa tabella è da compilarsi in funzione dell'opera da eseguire: associare ad ogni elemento progettuale (fondazione, elevazione.....).

Tab 2

Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1								
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9888	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m ³	Rok minima N/mm ²	Contenuto minimo di aria %	Copri ferro minimo Mm
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco								
X0	Molto secco	Cls per interni di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-		C12/15	-	15
2 Composizione delle armature per effetto della carbonatazione								
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Cls per interni di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	2a	0,65	260	C20/25	-	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in cls a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,60	280	C25/30	-	20
XC3	Umidità moderata	Cls per interni con umidità relativa moderata o alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	-	30
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici in cls a contatto con l'acqua, non nella classe XC2.	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
3 Composizione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare								
XD1	Umidità moderata	Superfici in cls esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	-	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine; cls esposto ad acque industriali contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	-	30
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggio	5c	0,45	320	C35/45	-	40
4 Composizione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare								
XS1	Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare	Strutture prossime o sulla costa	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine	5c	0,45	320	C35/45	-	40
XS3	Zone esposte alle onde o alla marea	Parti di strutture marine	5c	0,45	340	C35/45	-	40
5 Attacco dei cicli di gelo/degelo con o senza sali disgelanti								
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,55	300	C30/37	-	30
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls di strutture stradali esposte al gelo e nebbia dei sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelo/degelo	30
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/degelo	30
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in cls esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/degelo	40
6 Attacco chimico								
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5a	0,55	300	C30/37	-	30
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	4*, 5b	0,50	320 cemento resistente ai solfati	C30/37	-	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	360 cemento resistente ai solfati	C35/45	-	40

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 28 DI 153

Conglomerato cementizio per elementi strutturali:

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	COPRIFERRO (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	CLASSE DI CONTENUTO IN CLORURI	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
PALI $\Phi < 800$ mm PALI $\Phi > 800$ mm	XC1	C25/30	60 70	S4	0.40	32
PLINTI	XC2	C25/30	50	S4	0.40	32
PILE, PULVINI ED ELEVAZIONE PILE E SPALLE	XC4+XD1+XF4	C32/40	50	S4	0.40	25
BAGGIOLI E RITEGNI	XC4+XD1+XF4	C35/45	40	S5	0.40	20
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+XD3+XF4	C35/45	40	S4/S5	0.20	25
TRAVI PREFABBRICATE	XC4+XD3+XF4	C45/55	40	S4/S5	0.20	20/25
SOLETTE GETTATE IN OPERA	XC4+XD3+XF4	C35/45	50	S4/S5	0.20	25

3.2 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

3.3 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE

Per la realizzazione dei pali di fondazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 30 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$\rightarrow f_{ck} = 0.83 * R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	$\rightarrow \sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	15.00 N/mm ²
Resistenza a trazione media	$\rightarrow f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione	$\rightarrow f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	1.795 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$\rightarrow \tau_c = 0.50 * f_{ctk} =$	0.900 N/mm ²

3.4 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE

Per la realizzazione della platea di fondazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 30 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$\rightarrow f_{ck} = 0.83 * R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm ²

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 29 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	15.00 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	1.795 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 * f_{ctk} =$	0.900 N/mm ²

3.5 CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE

Per la realizzazione delle opere di elevazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 40 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 * R_{ck} =$	33.20 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	18.81 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	19.92 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.169 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.446 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 * f_{ctk} =$	1.080 N/mm ²

* La resistenza a taglio elastica è una tensione assunta dagli scriventi come limite superiore per la massima tensione sollecitante a taglio, nel caso di verifica sismica. Dovendo in tal caso la sezione rimanere in campo elastico e non essendoci da normativa una tensione elastica di riferimento, si è assunto che tale tensione sia assunta pari a: $f_{ctE} = 0.5 * f_{ctk}$.

3.6 CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO

Per la realizzazione della soletta d'impalcato in cemento armato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 45 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 * R_{ck} =$	37.35 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	21.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	22.41 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.35 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.35 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.56 N/mm ²

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	30 DI 153

3.7 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	$\rightarrow f_{yk} \geq$	450.00 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	$\rightarrow f_{tk} \geq$	540.00 N/mm ²
Tensione di calcolo elastica	$\rightarrow \sigma_c = 0.80 * f_{yk} =$	360.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	$\rightarrow \gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	$\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 N/mm ²

3.8 STRUTTURE METALLICHE

3.8.1 CARPENTERIA METALLICA

S355 (ex Fe 510)

Per $t \leq 40$ mm:

acciaio S355J2 (UNI EN 10025)

Tensione di snervamento	$\rightarrow f_y \geq$	355.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	$\rightarrow \gamma_{M0} =$	1.05
Resistenza di calcolo	$\rightarrow f_d = f_y / \gamma_{M0}$	338.10 N/mm ²

Per $t \geq 40$ mm:

acciaio S335K2 (UNI EN 10025)

Tensione di snervamento	$\rightarrow f_y \geq$	335.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	$\rightarrow \gamma_{M0} =$	1.05
Resistenza di calcolo	$\rightarrow f_d = f_y / \gamma_{M0}$	319.05 N/mm ²

Elementi principali composti per saldatura

3.8.2 PIOLI

Secondo UNI EN ISO 13918

Pioli tipo Nelson (diametro ed altezza come da elaborati grafici):

Acciaio ex ST37-3K (S235J2G3+C450)

Tensione di snervamento	$\rightarrow f_y \geq$	350.00 N/mm ²
Tensione di rottura	$\rightarrow f_t \geq$	450.00 N/mm ²

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 31 DI 153
	<small>CODIFICA DOCUMENTO</small> A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

3.9 ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE

Barre per tiranti:

Si adotta acciaio armonico in trefoli da 0.6" (area 139 mm²) stabilizzato avente caratteristiche:

Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{ptk} \geq$	1860.00 N/mm ²
Carico caratteristico all'1%	→ $f_{p(0.1)k} \geq$	1670.00 N/mm ²

3.10 COPRIFERRI

Pile e Spalle - Si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - c_{min} [mm]
<i>FONDAZIONI</i>	
Pali $f < 800\text{mm}$	60
Pali $f \geq 800\text{mm}$	70
Platea	50
<i>ELEVAZIONE</i>	
Fusti / Risvolti / Orecchie	50
Baggioli	40
Cordoli	40

Impalcato - Si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - c_{min} [mm]
Soletta	40

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 32 DI 153

4 CODICI DI CALCOLO

4.1 SAP 2000

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto	Data validazione
SAP 2000	14.1.0	29 Luglio 2008	CSI	10.09.2009	(fare riferimento al produttore)

Il calcolo della struttura in esame viene condotto con il programma SAP 2000 (prodotto dalla CSI Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA).

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo FRAME (trave)
- Elemento tipo SHELL (membrana o piastra quadrilatera)
- Elemento tipo PLANE (membrana o piastra da tre a nove nodi)
- Elemento tipo SOLID (solidi simmetrici)
- Elemento tipo ASOLID (solidi asimmetrici)
- Elemento tipo NLLINK (elementi con proprietà non lineari) che si dividono in :
 1. Elemento DAMPER (smorzatore)
 2. Elemento GAP (elemento resistente alla sola compressione)
 3. Elemento HOOK (elemento resistente alla sola trazione)
 4. Elemento ISOLATOR 1 (isolatore isteretico biassiale)
 5. Elemento ISOLATOR 2 (comportamento di gap nella direzione verticale e isolatore a frizione nelle due direzioni del taglio)

Il programma SAP 2000 applica il metodo degli elementi finiti a strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse. Oltre all'analisi statica e dinamica delle strutture, il programma può svolgere l'analisi P-Delta e l'analisi delle strutture da ponte sottoposte all'azione di carichi mobili, costruendo le linee d'influenza ad essi relative. L'analisi sismica lineare o non lineare, infine, può essere svolta sottoponendo la struttura all'azione di uno spettro di risposta o a quella di un'accelerogramma reale (time history analysis).

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 33 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

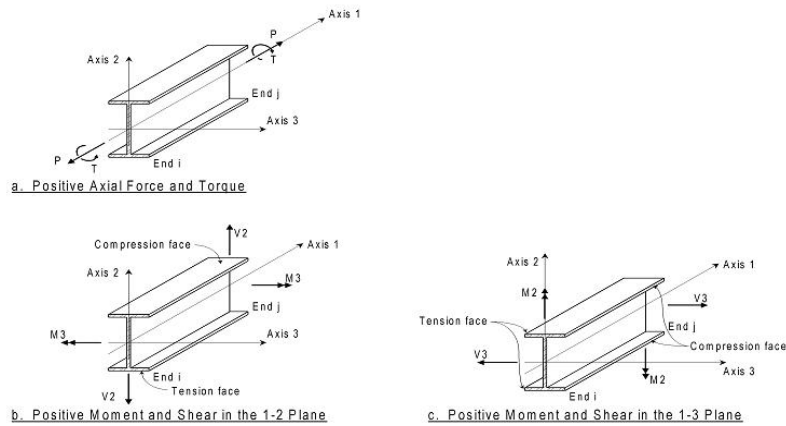


Figura 4.1 Elementi Frame – Convenzione sui segni

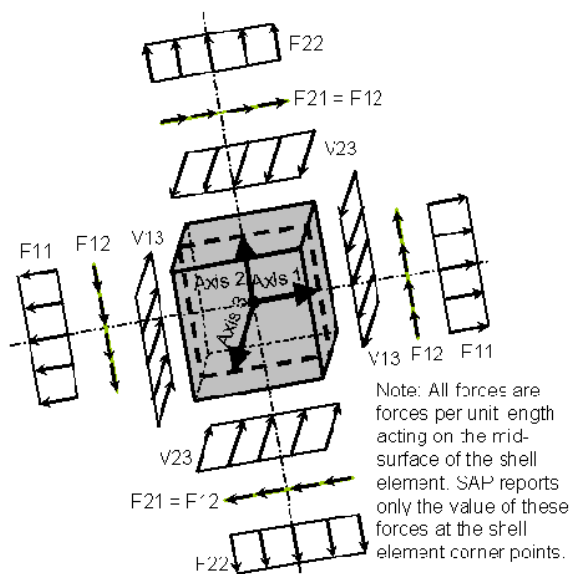


Figura 4.2 Elementi Shell – Convenzione sui segni

Per lo studio dell'impalcato si è fatto ricorso al modulo "bridge" utilizzato per il calcolo delle linee di influenza e delle sollecitazioni dovute ai carichi mobili.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO AI_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 34 DI 153

4.2 ENG - SIGMAC

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto	Data validazione
Eng	8.11	Dicembre 2008	SIGMAc Soft		(fare riferimento al produttore)

Il programma ENG (prodotto dalla SIGMAc Soft snc, Corso del Popolo n.46 30170 Venezia-Mestre) è uno strumento di semplice utilizzo, perché permette di risolvere le problematiche più ricorrenti del calcolo strutturale, senza dover eseguire sofisticate analisi agli elementi finiti per le quali il tempo per realizzare il modello, l'attenzione e l'impegno dell'utilizzatore devono essere adeguati; studia le seguenti tipologie strutturali:

TRSP: calcolo di telai

GRAT: calcolo di grigliati

TCONT: calcolo di travi continue

PREFLE: verifica sezioni in c.a. (livelli tensionali - rotture)

MURO: calcolo muri di sostegno

DIAF: calcolo di diaframmi - berlinesi – palanco late

TCAD: post-processore di verifica automatica delle aste in c.a.

STEEL: post-processore di verifica automatica delle aste in acciaio.

I moduli di calcolo del presente programma utilizzati per il dimensionamento delle strutture facenti parte della presente relazione, sono i seguenti:

TELAI

Il calcolo di alcune parti di struttura della spalla (paraghiaia) viene condotto con il modulo per strutture intelaiate piane.

Il programma esegue l'analisi in campo lineare di strutture piane composte da aste soggette a carichi statici con il metodo degli elementi finiti. Il programma consente la schematizzazione di giunzioni nodali tra le aste, comunque inclinate, ad incastro oppure a cerniera e permette di determinare l'involuppo delle sollecitazioni dovute a diverse condizioni di carico visualizzando, asta per asta, l'andamento massimo e minimo del momento, del taglio, dello sforzo normale e, nel caso di aste su suolo elastico, della pressione agente sul terreno.

VERIFICA SEZ IN C.A.

La verifica delle sezioni facenti parte della presente relazione, viene condotta col modulo di verifica a pressoflessione deviata di sezioni in cemento armato di forma qualsiasi e comunque armate.

Il programma esegue le verifiche sia tensionali, sia agli stati limite ultimi, individuando il dominio di resistenza della sezione.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 35 DI 153

La sezione è descritta da una poligonale individuata attraverso le coordinate dei vertici; le armature sono puntiformi e vengono individuate dalla posizione del baricentro e dall'area dell'acciaio. La verifica prevede tutti i tipi di sollecitazione longitudinale: compressione e trazione semplice, flessione retta e deviata, presso e tenso flessione retta, presso e tenso flessione deviata.

4.3 VCASLU

Il programma VcaSlu consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo stato limite ultimo che con il metodo n.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 36 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

5 RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

5.1 IMPALCATO

5.1.1 CRITERI DI CALCOLO

Lo schema statico adottato è quello di trave su semplice appoggio ad asse rettilineo con luce pari a 15.80m.

L'analisi strutturale è condotta su una singola trave composta, sottoposta al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti, alle distorsioni, al vento e all'aliquota dei carichi mobili che discende dalla ripartizione trasversale dei carichi.

I calcoli sono condotti con riferimento all'impalcato direzione Modena, in cui si trova la trave maggiormente cementata.

La trave composta è discretizzata in conci di sezione costante, tenendo conto quindi delle variazioni geometriche e delle azioni concentrate.

La larghezza efficace della soletta è così definita (punto 4.3.2.3 delle NTC):

$$L_e = 15.80\text{m} \quad L_e/8 = 1.97\text{m} \quad b_{\text{eff}} = 0.10 + 2 * 1.65 \approx 3.40\text{m}$$

$$\text{Presso spalle: } \beta = (0.55 + 0.025 * 15.80 / 1.65) = 0.81$$

$$b_{\text{eff}} = 0.10 + 2 * 1.65 * 0.81 = 2.77\text{m}$$

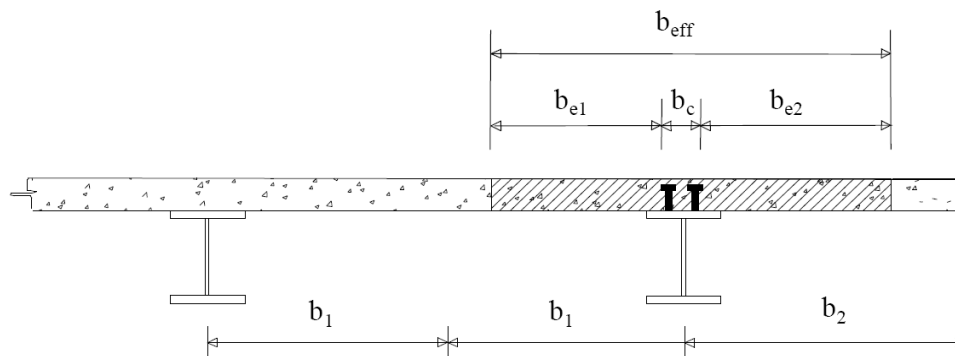


Figura 5.1 Definizione della larghezza efficace

Per le verifiche di sicurezza alle tensioni, si considerano le seguenti quattro sezioni tipo:

- Sezione Tipo 1: proprietà inerziali della sola membratura metallica soggetta alle sollecitazioni dovute al peso proprio dell'acciaio e della soletta di calcestruzzo.
- Sezione Tipo 2: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione $n = 6$. La sezione è utilizzata per le sollecitazioni prodotte dalle azioni di breve durata nelle regioni a momento flettente positivo.
- Sezione Tipo 3: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione $n = 18$. La sezione è utilizzata per le sollecitazioni prodotte dai sovraccarichi permanenti e dal ritiro nelle regioni a momento flettente positivo.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 37 DI 153

- Sezione Tipo 4: proprietà inerziali della sezione costituita dalla membratura metallica e dalle barre di armatura con esclusione del calcestruzzo. La sezione è utilizzata nelle regioni a momento flettente negativo.

5.1.2 ANALISI DEI CARICHI

Luce trave	15.80 m	
Largh carreggiata	21.33 m	carreggiata NORD
Largh infl tr bordo	4.20 m	

Peso proprio struttura G₁ (fase1)

Carpenteria metallica	3.40 kN/m ²	x	21.33 m	=	72.52 kN/m		
Soletta	25.00 kN/m ³	x	0.31 m	x	21.33 m	=	<u>165.31</u> kN/m
Totale							<u>237.83</u> kN/m

Carichi permanenti G₂ (fase2)

Pavimentazione stradale	25.00 kN/m ³	x	19.90 m	x	0.12 m	=	59.70 kN/m
Cordoli	25.00 kN/m ³	x	1.45 m	x	0.35 m	=	12.69 kN/m
Barriere, parapetti, velette	1.20 kN/m	+	0.00 kN/m	+	1.90 kN/m	=	<u>3.10</u> kN/m
Totale							<u>75.49</u> kN/m

Ritiro G (fase2)

Deformazione ε _{cs} tot	=	3.70E-04
Coeff viscosità φ	=	2
Coeff omogeneizzazione a t ₀ , n ₀	=	6
Coeff omogeneizzazione a t _{inf} , n _r =n ₀ (1+φ)	=	18
Modulo elastico acciaio E _s	=	210000 MPa
Area soletta A _c	=	5332500 mm ²
Forza di testata N _r = ε _{cs} *E _s *A _s	=	4071.48 kN/m
Dist bar G _{sez} mista e G _{trave} acciaio = e _r	=	35.45
Momento di testata M _r = N _r *e _r	=	1443.30 kNm/m

Variazioni termiche Q (fase3)

Coeff dilatazione termica α	=	1.00E-05 1/°C
Coeff omogeneizzazione a t ₀ , n ₀	=	6
Variazione termica positiva	=	10 °C
Area soletta A _c	=	6612300 mm ²
		<i>N applicato alla trave acciaio</i>
Forza di testata N _{Δt} = α*E _s *A _s *Δt	=	1100.40 kN/m
Dist bar G _{sez} mista e G _{trave} acciaio = e _{Δt}	=	54.78
Momento di testata M _{Δt} = N _{Δt} *e _{Δt}	=	602.78 kNm/m

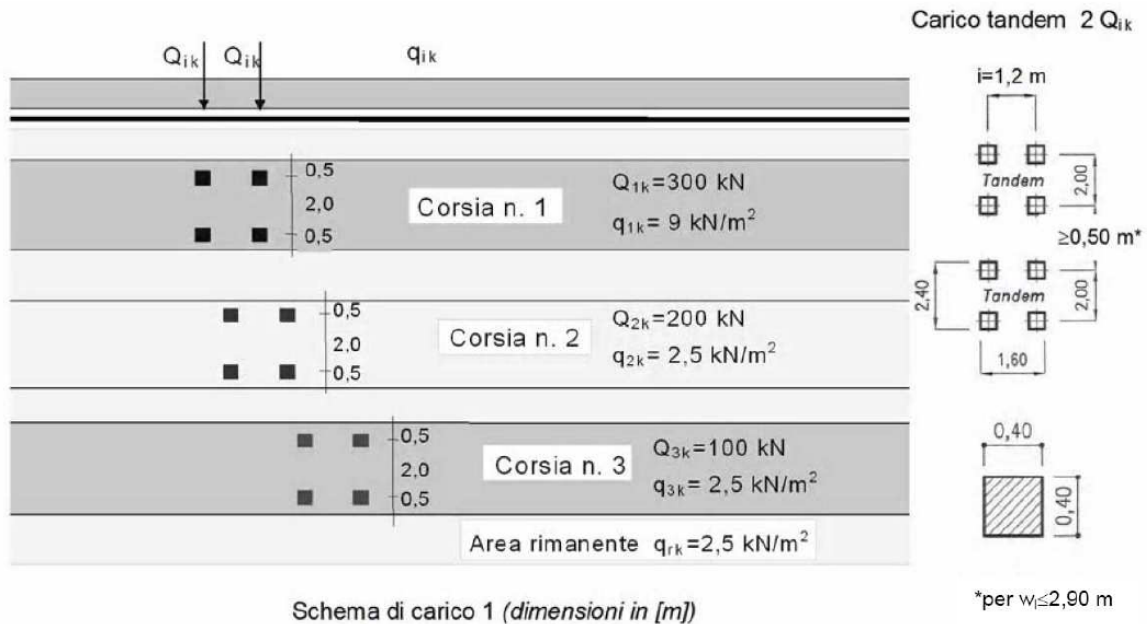
Azione del vento Q

Pressione del vento	=	2.50 kN/m ²			
Risultante del vento	2.50 kN/m ²	x	1.00 m	=	2.50 kN/m
Momento del vento	2.50 kN/m	x	0.50 m	=	1.25 kNm/m
Carico vento su trave esterna	1.25 kNm/m	/	17.00 m	=	0.07 kN/m

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 38 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

Carichi mobili (Q)

Si considerano le azioni da traffico dello Schema di Carico 1, le cui caratteristiche sono riportate nella figura seguente:



La folla compatta, con valore di combinazione 2.50 kN/m² (Schema di Carico 5), non viene presa in considerazione perché non sono presenti né marciapiedi né piste ciclabili.

In senso trasversale i carichi sono stati distribuiti su corsie convenzionali di larghezza pari a 3.00m in modo tale da ottenere la distribuzione trasversale più gravosa per la singola trave (Figura 5.2).

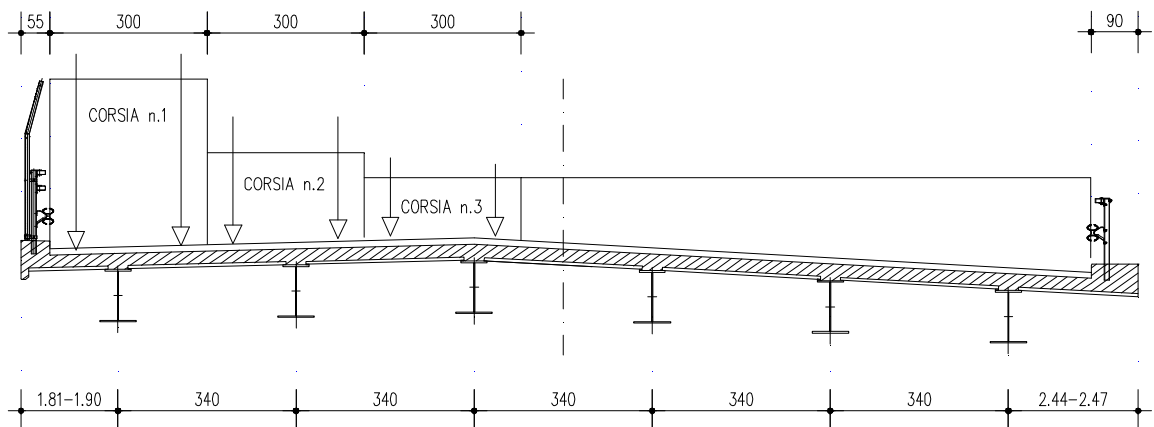


Figura 5.2 Distribuzione trasversale dei carichi da traffico

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 39 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

Eccentricità dei carichi di corsia:

Corsia n.1: $d_1 = (8.50+2.50)-0.90-1.50 = 8.60\text{m}$

Corsia n.2: $d_2 = 8.60-3.00 = 5.60\text{m}$

Corsia n.3: $d_3 = 5.60-3.00 = 2.60\text{m}$

Corsia n.4: $d_4 = -4.36\text{m}$

Carichi ripartiti equivalenti:

Carico	M_{mez} [kNm]	V_{app} [kN]	V_{mez} [kN]
corsia 1	3032.54	790.52	330.54
corsia 2	1694.04	444.06	119.62
corsia 3	964.04	251.66	107.22

Per quanto riguarda la ripartizione trasversale dei carichi, cioè il calcolo della quota parte di carico che grava sulle diverse travi a seconda della posizioni che possono assumere nel piano trasversale, si è fatto ricorso alla schematizzazione del metodo dei “traversi infinitamente rigidi”, comunemente detto anche metodo di **Courbon**. Tale ipotesi presuppone la presenza di un traverso rigido sotto qualunque posizione del carico. Nel ponte in oggetto sono presenti i traversi di testata, in corrispondenza degli appoggi sulle spalle, che assicurano il comportamento torso-rigido dell’impalcato.

L’ azione che interessa la sezione, riassumibile in una serie di carichi eccentrici, si ripartisce trasversalmente sulle travi principali secondo coefficienti di ripartizione, determinati seguendo il metodo di Courbon, mediante il tracciamento di apposite linee d’ influenza.

Il coefficiente di ripartizione K_i , relativo alla i-esima trave, ha la seguente forma:

$$k = \frac{1}{n} + \frac{d_i}{\sum_i d_i^2} \cdot e_i$$

con: n = numero di travi dell’impalcato;

d_i = distanza della trave della quale si calcola la reazione dall’asse dell’impalcato;

e = eccentricità della colonna di carico rispetto al baricentro travi.

Coefficienti di Courbon:

Carico	e [m]	k
corsia 1	8.60	0.528
corsia 2	5.60	0.402
corsia 3	2.60	0.276

Sollecitazioni massime:

in mezzeria: $M_{\max,c.m} = 2544.37 \text{ kNm}$; $V_{\text{mez,c.m.}} = 251.95 \text{ kN}$

in appoggio: $V_{\max,c.m} = 664.35 \text{ kN}$.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 40 DI 153

5.1.2.1 Carichi e sollecitazioni sulla trave di bordo

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato con riferimento alla trave maggiormente sollecitata (trave di bordo).

Ai fini delle verifiche di resistenza, per quanto riguarda la seconda condizione di carico, la soletta è stata considerata realizzata in un unico getto. Con tale ipotesi si sovrastimano le tensioni sulle travi metalliche e quindi si perviene ad una verifica conservativa della sicurezza.

Larghezza di influenza	i	=	=	4.20	m
Peso proprio carpenteria metallica G1	q_{G1}	=	$72.52 \cdot 4.20 / 21.33$	=	14.28 kN/m
Peso proprio soletta G1	q_{G1}	=	$165.31 \cdot 4.20 / 21.33$	=	32.55 kN/m
Carichi permanenti G2	q_{G2}	=	$75.49 \cdot 4.20 / 21.33$	=	14.86 kN/m
Azione del vento Q	q_w	=	=	0.07	kN/m

SEZIONE IN MEZZERIA:

Peso proprio carpenteria metallica G1	M	=	$14.28 \cdot 15.80^2 / 8$	=	445.61 kNm
Peso proprio soletta G1	M	=	$32.55 \cdot 15.80^2 / 8$	=	1015.72 kNm
Carichi permanenti G2	M	=	$14.86 \cdot 15.80^2 / 8$	=	463.83 kNm
Ritiro	Nr	=	=	- 4071.48	kN/m
	Mr	=	=	1443.30	kNm/m
Variazione termica +10°C	Nr	=	=	1100.40	kN/m
	Mr	=	=	-602.78	kNm/m
Azione del vento Q	M	=	$0.07 \cdot 15.80^2 / 8$	=	2.30 kNm
Carichi mobili	M	=	=	2544.27	kNm
	T	=	=	215.95	kN

SEZIONE ALL'APPOGGIO:

Peso proprio carpenteria metallica G1	T	=	$14.28 \cdot 15.80 / 2$	=	112.81 kN
Peso proprio soletta G1	T	=	$32.55 \cdot 15.80 / 2$	=	257.15 kN
Carichi permanenti G2	T	=	$14.86 \cdot 15.80 / 2$	=	117.43 kN
Ritiro	Nr	=	=	- 4071.48	kN/m
	Mr	=	=	1443.30	kNm/m
Variazione termica +10°C	Nr	=	=	1100.40	kN/m
	Mr	=	=	-602.78	kNm/m
Azione del vento Q	T	=	$0.07 \cdot 15.80 / 2$	=	0.58 kN
Carichi mobili	T	=	=	664.4	kN

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 41 DI 153

5.1.3 MODELLI DI CALCOLO

Nelle analisi strutturali si fa riferimento alla trave maggiormente sollecitata (carreggiata nord) soggetta ai carichi individuati al paragrafo 5.1.2.

Le analisi sono eseguite per le fasi costruttive (varo e getto della soletta) e per le condizioni di esercizio della struttura a breve termine e a lungo termine. La larghezza collaborante della soletta per la definizione delle caratteristiche inerziali della sezione è stata valutata secondo le indicazioni della norma NTC punto 4.3.2.3. Per ulteriori dettagli si veda il paragrafo 5.1.

5.1.4 ANALISI STRUTTURALE

5.1.4.1 Criteri generali

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato con riferimento alla trave maggiormente sollecitata, su un modello agli elementi finiti ottenuto discretizzando la struttura in conci di caratteristiche geometriche ed inerziali costanti.

Le analisi sono state eseguite per le seguenti condizioni di carico:

- a. Peso proprio della carpenteria metallica
- b. Peso proprio della soletta.
- c. Carichi permanenti.
- d. Ritiro.
- e. Variazione termica differenziale.
- f. Carichi mobili.
- g. Vento.

Ai fini delle verifiche di resistenza, per quanto riguarda la seconda condizione di carico, la soletta è stata considerata realizzata in un unico getto. Con tale ipotesi si sovrastimano le tensioni sulle travi metalliche e quindi si perviene ad una verifica conservativa della sicurezza.

5.1.5 VERIFICHE STATICHE IMPALCATO ALLO SLU

Le verifiche vengono eseguite nelle sezioni significative:

- S1: sezione di mezzeria;
- S2: sezione di spalla;

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 42 DI 153

5.1.5.1 Classificazione della sezione in acciaio

Valore di snervamento dell'acciaio	f_{yk}	355	[MPa]
Coefficiente ε	ε	0.81	[-]
Classificazione dell'anima			
Altezza dell'anima depurata dei raccordi o delle saldature	c	945.00	[mm]
Spessore dell'anima	t_w	20.00	[mm]
Rapporto tra altezza e spessore	c/t_w	47.25	[-]
Classificazione dell'anima per flessione	CLASSE 1		
Classificazione dell'anima per compressione	CLASSE 4		
Classificazione dell'ala inferiore			
Semi larghezza delle ali depurata dei raccordi o delle saldature	c	340	[mm]
Spessore delle ali	t_f	30.00	[mm]
Rapporto tra semi larghezza e spessore	c/t_f	11.33	[-]
Classificazione delle ali per flessione	CLASSE 3		
Classificazione dell'ala superiore			
Semi larghezza delle ali depurata dei raccordi o delle saldature	c	240	[mm]
Spessore delle ali	t_f	25.00	[mm]
Rapporto tra semi larghezza e spessore	c/t_f	9.60	[-]
Classificazione delle ali per flessione	CLASSE 3		

La sezione trasversale in acciaio può essere classificata a momento positivo in classe 3 (limite imposto dalla piattabanda superiore), a momento negativo in classe 3 (limite imposto dalla piattabanda inferiore). La sezione rientra in classe 4 solo per compressione dell'anima: in questo caso le verifiche dovranno far riferimento alla sezione efficace.

5.1.5.2 Verifica di resistenza

Secondo il par. 4.3.4.2.1 delle NTC le verifiche si possono eseguire con il metodo elastico, effettuando la sovrapposizione degli effetti fra i vari carichi agenti e verificando le tensioni allo SLU.

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico fondamentale con i carichi mobili assunti come azione variabile dominante:

$$1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot G_2 + 1.20 \cdot Q_{rit} + 1.20 \cdot Q_{ced} + 1.35 \cdot Q + 1.20 \cdot 0.6 \cdot Q_T + 1.50 \cdot 0.6 \cdot Q_w$$

Per le travi composte acciaio-calcestruzzo le resistenze di calcolo dei materiali allo SLU sono le seguenti:

Acciaio carpenteria: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_A = 355 / 1.05 = 338.1 \text{ MPa}$ (acciaio S355)

Calcestruzzo: $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_C = 0.85 \times 37.35 / 1.50 = 21.17 \text{ MPa}$ (per $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$)

$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C = 0.7 f_{ctm} / \gamma_C = 1.56 \text{ MPa}$

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.		
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC		FOGLIO 43 DI 153

Variazione termica in soletta positiva (dT=+10°C)

TENSIONI NORMALI (N/mm ²)	q/trave (kN/m)	N _{SLU} (kN)	M _{SLU} (kNm)	SOLETTA		TRAVE		ATTACCO PIATTAB.	
				σ _{sup}	σ _{inf}	σ _{sup}	σ _{inf}	σ _{sup}	σ _{inf}
peso proprio (fase 1)	46.83		1972.8			126.4	-92.6	120.9	-86.0
finiture/perm (fase 2)	14.86		695.7	0.87	0.37	6.7	-23.3	5.9	-22.4
ritiro (fase 2)		4885.8	1732.0	-0.58	-1.82	60.5	-14.0	58.6	-11.8
carichi mobili (fase 3)			3434.8	6.01	0.54	3.2	-106.3	0.5	-103.0
ΔT (fase 3)		792.3	434.0	0.07	-0.62	11.4	-2.4	11.1	-2.0
Qw	0.07		2.1	0.00	0.00	0.00	-0.1	0.0	-0.1
c.d.c. UI / +ΔT / rit.=0		792.3	3102.5	0.94	-0.25	144.5	-118.3	137.9	-110.4
c.d.c. UI / -ΔT / rit.=0		-792.3	2234.5	0.80	0.99	121.7	-113.4	115.8	-106.4
c.d.c. UI / +ΔT		5678.1	4834.5	0.36	-2.07	205.0	-132.3	196.5	-122.2
c.d.c. UI / -ΔT		4093.5	3966.5	0.22	-0.83	182.2	-127.5	174.4	-118.2
c.d.c. UII / +ΔT		5678.1	8269.3	6.38	-1.53	208.2	-238.7	197.0	-225.2
c.d.c. UII / -ΔT		4093.5	7401.3	6.23	-0.29	185.4	-233.8	174.9	-221.2
c.d.c. UII / +ΔT / rit.=0		792.3	6537.3	6.95	0.29	147.7	-224.6	138.4	-213.4
c.d.c. UII / -ΔT / rit.=0		-792.3	5669.3	6.81	1.53	124.9	-219.7	116.3	-209.4

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto:

acciaio trave: $\sigma_{\max} = 238.7 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 338.10 \text{ N/mm}^2$

calcestruzzo: $\sigma_{\max, \text{compr}} = 6.38 \text{ N/mm}^2 < 21.17 \text{ N/mm}^2$

5.1.5.3 Stati limite ultimi di stabilità per la sezione metallica

Verifica all'imbozzamento dei pannelli d'anima

I pannelli d'anima degli elementi strutturali, laminati oppure realizzati in soluzione composta saldata, devono essere verificati nei confronti dei fenomeni di instabilità dell'equilibrio allo stato limite ultimo.

Per quanto riguarda la stabilità di pannelli in parete sottile (classe 4) le NTC rimandano a normative di comprovata validità. Qui le verifiche vengono svolte in accordo a quanto indicato nella CNR 10011 §7.6.2.1.

La verifica s'intende soddisfatta quando:

$$\frac{\sigma_{cr, id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}} \geq \beta \cdot \nu$$

dove:

σ₁ e τ tensioni normale e tangenziale definite nei punti 7.6.1.4-7.6.1.5 delle Norme CNR-10011/97;

σ_{cr, id} tensione di confronto da valutarsi come segue:

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 44 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

$$\sigma_{cr,id} = \sqrt{3} \cdot \tau_{cr} \text{ per } \sigma_1 = 0$$

$$\sigma_{cr,id} = \sigma_{cr} \text{ per } \tau = 0$$

$$\sigma_{cr,id} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}}{\frac{1 + \psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3 - \psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}} \text{ per } \sigma_1 \neq 0 \text{ e } \tau \neq 0$$

v coefficiente definito al punto 7.1 delle Norme CNR-10011/97: per quella agli Stati Limite Ultimi è pari a 1;

$$\beta = \frac{\sigma_N + 0.80 \cdot \sigma_M}{\sigma_N + \sigma_M} \text{ per } \alpha \leq 1.5; \beta = 1 \text{ per } \alpha \geq 1.5$$

essendo:

α rapporto tra la base a e l'altezza h del pannello di spessore t ;

σ_N, σ_M valori delle tensioni normali dovute allo sforzo normale N ed al momento flettente M ;

ψ coefficiente che definisce la legge di variazione lineare della σ ;

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \cdot \sigma_{cr,o}$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_{cr,o}$$

dove:

$\sigma_{cr,o} = 186200 (t/h)^2$ tensione di riferimento espressa in N/mm^2 ;

k coefficiente di imbozzamento, i cui valori si ricavano dal prospetto 7-VIII (CNR-10011/97) in funzione del coefficiente ψ e del rapporto $\alpha = a/h$. Qualora il rapporto tra il passo degli irrigidimenti e l'altezza totale dell'anima sia maggiore di 1.5, i valori del coefficiente k_τ per le tensioni tangenziali devono essere moltiplicati per 0.8.

Nel caso in cui il valore calcolato di σ_{cr} risulti maggiore del limite di proporzionalità del tipo di acciaio impiegato per il pannello, da porsi convenzionalmente pari a $0.8 f_d$, alla tensione ideale di confronto deve essere sostituita una tensione di confronto ridotta $\sigma_{cr,red}$ ad essa corrispondente:

$$\sigma_{cr,red} = f_d \cdot \frac{20 + \sqrt{25 - 15 \cdot (f_y / \sigma_{cr,id})^2}}{25 + 15 \cdot (f_y / \sigma_{cr,id})^2}$$

La verifica risulta soddisfatta quando il rapporto $\sigma_{cr} / \sigma_{id}$ è maggiore del fattore di sicurezza β .

Il pannello d'anima misura $h = 945 \text{ mm}$ e $sp = 20 \text{ mm}$.

L'anima delle travi principali d'impalcato risulta irrigidita trasversalmente da nervature verticali con interasse di 5.30m. Non sono presenti irrigidimenti longitudinali.

Si ottiene:

$$\sigma_1 = 158.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = -167.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 77.60 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cr,o} = 83.4 \text{ N/mm}^2$$

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 45 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

$$k_{\sigma} = 23.90$$

$$k_{\tau} = 4.38$$

$$\sigma_{cr,id} = 917.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cr,red} = 317.9 \text{ N/mm}^2$$

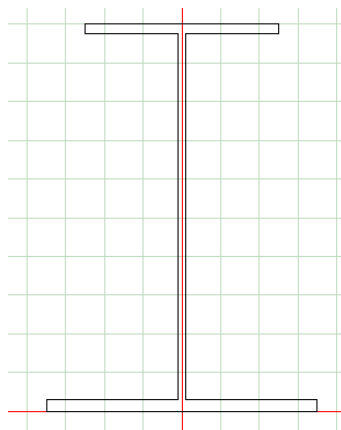
La verifica, quindi, risulta soddisfatta poichè:

$$\sigma_{cr,id} / \sigma_{cr,red} = 1.53 > \beta v = 1.0 .$$

Verifica di instabilità della piattabanda superiore in fase di getto

La verifica di instabilità della piattabanda compressa in fase di getto (fase 1) viene eseguita secondo le NTC §4.2.4.1.3.2, controllando non si verifichino fenomeni d'instabilità flessio-torsionali nel piano normale a quello di flessione, per via del peso proprio della trave di acciaio e del getto di completamento della soletta.

Caratteristiche della sezione:



b_{sup}	=	500 mm	larghezza piattabanda superiore
b_{inf}	=	700 mm	larghezza piattabanda inferiore
$t_{f,sup}$	=	25 mm	spessore piattabanda superiore
$t_{f,inf}$	=	30 mm	spessore piattabanda inferiore
t_w	=	20 mm	spessore anima
h_{tot}	=	1000 mm	altezza totale sezione
L	=	7.89 m	luce trave fra vincoli laterali (considerando solo i traversi)
$W_{pl,z}$	=	5332 cm ³	modulo di resistenza plastico rispetto asse forte
z_a	=	500 mm	quota di applicazione del carico rispetto a metà altezza sezione
γ	=	1.10	coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali
f_{yk}	=	355 MPa	

Deve risultare:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 46 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

dove:

$$M_{Ed} = (445.61 + 1015.72) \times 1,35 = 1973 \text{ kNm} \quad \text{max momento flettente di calcolo} = M_{p.p.};$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 4117 \text{ kNm} \quad \text{momento resistente di progetto per l'instabilità};$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0.817 \quad \text{fattore di riduzione per instabilità flessio-torsionale};$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT}^2 - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \quad \text{fattore di imperfezione}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_{yk}}{M_{cr}}} = 0.545 \quad \text{coefficiente di snellezza adimensionale};$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$M_{b,Rd} = 4117 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1973 \text{ kNm}.$$

Verifica degli irrigidimenti trasversali

Al fine di garantire una adeguata rigidità flessionale del piatto di irrigidimento al §C4.2.4.1.3.4.1 si impone che la rigidità del piatto sia maggiore del valore minimo:

$$J_{st} \geq 0.75 h_w t_w^3 = 0.75 \times 945 \times 20^3 = 5.67 \times 10^6 \text{ mm}^4 \quad (\text{per } a/h_w > \sqrt{2})$$

Lungo tutto l'impalcato come irrigidimenti trasversali si sono utilizzati piatti disposti da un solo lato dell'anima di larghezza 200 mm e spessore 20 mm:

$$J = 20 \times 200^3 / 12 + 20 \times 200 \times (200/2)^2 = 53.3 \times 10^6 \text{ mm}^4 > 5.67 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Per evitare l'imbozzamento del piatto di irrigidimento, si verifica che la nervatura soddisfi le limitazioni dei rapporti larghezza-spessore secondo quanto stabilito al punto 7.2.6.2. della CNR 10011/97 per gli elementi in parete sottile delle aste compresse.

a) Lo spessore dell'irrigidimento (20mm) deve essere non minore di quello della parete da irrigidire ($t_w = 20 \text{ mm}$).

b) La lunghezza dell'irrigidimento (200mm) sia maggiore di 10 volte il suo spessore ($10 \times 20 = 200$).

c) Per sezioni aperte di tipo a) (pareti sottili con un bordo non irrigidito) e per acciaio S355 deve essere:

$$b_p / t_p \leq 12 \quad (\text{dal Prospetto 7-V})$$

con: b_p larghezza del piatto di irrigidimento

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 47 DI 153

t_p spessore del piatto di irrigidimento

da cui: $b_p / t_p = 200/20 = 10.0 < 12.$

Verifica per carichi concentrati

Secondo le indicazioni della CNR 10011/97 §7.6.3.1 deve risultare:

$$F / (t_w b_{eff}) = 83.2 \text{ N/mm}^2 \leq 230000/v [1+2 (h_w/a)^2] (t_w/h_w)^2 = 109.7 \text{ N/mm}^2$$

dove:

F	$= 1572.5 \text{ kN}$	carico concentrato applicato SLU
h_w	$= 945 \text{ mm}$	altezza dell'anima
a	$= 5260 \text{ mm}$	interasse degli irrigidimenti trasversali
b_{eff}	$= 945 \text{ mm}$	la minore tra le dimensioni a ed h_w
t_w	$= 20 \text{ mm}$	spessore dell'anima
v	$= 1.0$	coefficiente per verifiche agli stati limite

e anche:

$$F / (t_w (c+2t)) = 191.8 \text{ N/mm}^2 \leq 1.15 f_d = 371 \text{ N/mm}^2$$

c	$= 350 \text{ mm}$	lunghezza del tratto sul quale è applicato il carico F
t	$= 30 \text{ mm}$	spessore totale attraverso il quale si ripartisce il carico
f_d	$= 322.7 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo agli stati limite per acciaio S355 = $f_y/1.1$

5.1.6 STATO LIMITE ULTIMO DI FATICA

Le verifiche saranno condotte considerando spettri di carico differenziati, a seconda che si conduca una verifica per vita illimitata o una verifica a danneggiamento (punto 5.1.4.3 delle Norme).

5.1.6.1 Verifiche per vita illimitata

Le verifiche a fatica per vita illimitata possono essere condotte controllando che il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{max}$ indotto nel dettaglio dallo spettro di carico risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso:

$$\gamma_{Mf} * \Delta\sigma_{max} < \Delta\sigma_D$$

$$\gamma_{Mf} * \Delta\tau_{max} < \Delta\tau_D = \Delta\tau_L$$

con:

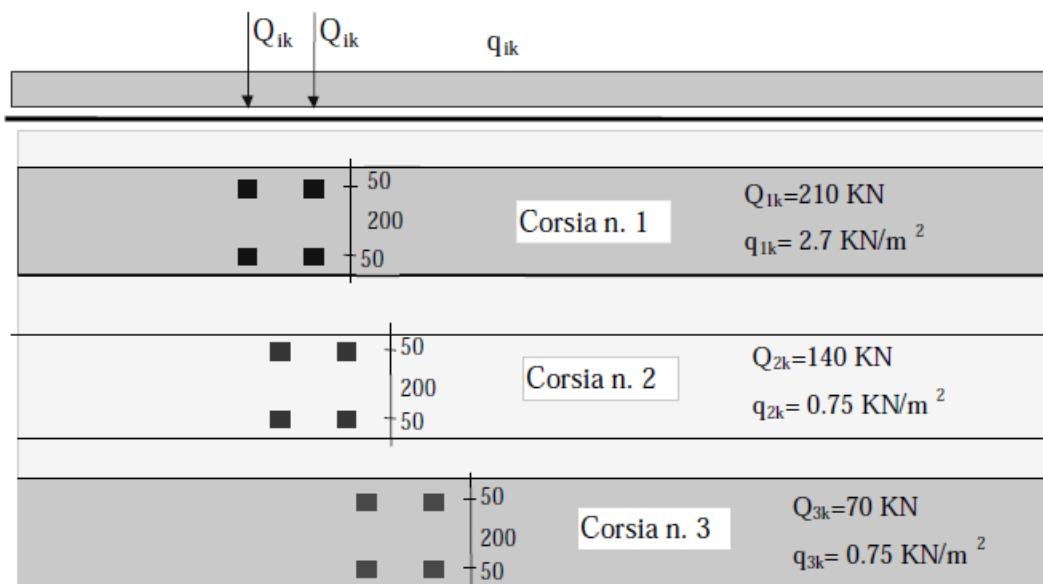
$$\gamma_{Mf} = 1,15$$

$$\Delta\sigma_D = 0,737 \Delta\sigma_C$$

$$\Delta\tau_L = 0,457 \Delta\tau_C$$

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 48 DI 153

Ai fini del calcolo di $\Delta\sigma_{\max}$ si impiega il modello di carico di fatica 1, costituito dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%.



Modello di carico a fatica n.1

Secondo le NTC nelle verifiche a fatica delle strutture principali si deve assumere un numero di cicli di carico pari a 2×10^6 (Tabella 5.1.X).

Per la valutazione delle sollecitazioni provocate nella trave oggetto di analisi dal modello di carico sopra descritto si adotta la stessa ripartizione utilizzata per le verifiche di resistenza.

Si ricavano le seguenti sollecitazioni max sulla trave più caricata:

$$M_{\max} = 1538.42 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 403.64 \text{ kN.}$$

5.1.6.2 Verifica della sezione

Lo stato limite di fatica delle strutture portanti viene verificato secondo la C.M. 02/02/2009 §4.2.4.1.4.6.1, che fornisce le varie classi dei dettagli.

Si riportano le tensioni relative alle varie sollecitazioni assunte con coefficienti parziali $\gamma_F = 1$:

TENSIONI NORMALI (N/mm ²)	q/trave (kN/m)	N (kN)	M (kNm)	TRAVE		ATTACCO PIATTAB.	
				σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}
peso proprio (fase 1)	46.50		1450.89	93.0	-68.1	88.9	-63.3
finiture (fase 2)	14.76		460.52	4.4	-15.4	3.9	-14.8
ritiro (fase 2)		4071.48	1443.30	50.4	-11.7	48.9	-9.8
carichi mobili (fase 3)			1538.42	1.4	-47.6	0.2	-46.1
ΔT (fase 3)		1100.40	602.78	15.8	-3.4	15.4	-2.8

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 49 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

Connessione anima / piattabanda inferiore trave principale:

$$\sigma_{\min} = 63.3 + 14.8 - 2.8 = 75.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 63.3 + 14.8 + 9.8 + 46.1 + 2.8 = 136.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma = (136.9 - 75.3) = 61.6 \text{ N/mm}^2$$

da Tabella C4.2.XIV.1: $\Delta\sigma_C = 125 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \Delta\sigma_D = 0.737 \cdot \Delta\sigma_C = 92.13 \text{ N/mm}^2$

$$\Delta\sigma_{\text{res}} = \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf} = 92.13 / 1.15 = 80.11 \text{ N/mm}^2 > \Delta\sigma = 61.6 \text{ N/mm}^2$$

Connessione anima / piattabanda superiore trave principale:

$$\sigma_{\min} = 88.9 + 3.9 - 15.4 = 77.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 88.9 + 3.9 + 48.9 + 0.2 + 15.4 = 157.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma = (157.3 - 77.5) = 79.8 \text{ N/mm}^2 < \Delta\sigma_{\text{res}} = 80.11 \text{ N/mm}^2$$

Attacco anima e irrigidimenti verticali / trave principale:

TENSIONI TANGENZIALI (N/mm ²)	V (kN)	MASSIMA τ_{\max}	ATTACCO PIATTAB.	
			τ_{sup}	τ_{inf}
peso proprio (fase 1)	367.3	20.6	14.4	17.5
finiture (fase 2)	116.6	5.4	5.3	4.0
ritiro (fase 2)	0.0	0.0	0.0	0.0
carichi mobili (fase 3)	403.6	18.6	18.6	12.9
ΔT (fase 3)	0.0	0.0	0.0	0.0

$$\tau_{\min} = 20.6 + 5.4 = 26.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\max} = 20.6 + 5.4 + 18.6 = 44.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau = (44.6 - 26.0) = 18.6 \text{ N/mm}^2$$

da Tabella C4.2.XVII.b: $\Delta\tau_C = 80 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \Delta\tau_D = 0.457 \cdot \Delta\tau_C = 36.56 \text{ N/mm}^2$

$$\Delta\tau_{\text{res}} = \Delta\tau_D / \gamma_{Mf} = 36.56 / 1.15 = 31.79 \text{ N/mm}^2 > \Delta\tau = 18.6 \text{ N/mm}^2$$

Connettori doppi ad interasse $i=0.20 \text{ m}$ – Sezione appoggio:

Si verificano i connettori considerando come carico sollecitante a fatica quello provocato dai carichi mobili. Note le sollecitazioni di taglio e le caratteristiche geometriche delle sezioni, la verifica è stata condotta secondo il p.to C4.2.4.1.4.5 della normativa di riferimento, controllando che: $\Delta\tau_D < \Delta\tau_C$

dove: $\Delta\tau_C$ è la classe del particolare in esame (90 N/mm^2);

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 50 DI 153

$\Delta\tau_D = \gamma_{Mf} \Delta\tau = 1,15 \Delta\tau$ è il valore di progetto della massima escursione di tensione tangenziale;

$\tau = q i / n A$ è la tensione tangenziale dovuta ai carichi mobili;

$q = V_{sd} S / J$ è lo scorrimento dovuto al taglio V_{sd} .

$$\tau_{min} = 93.2 \times 0.20 \times 1000 / (3 \times 3.80 \times 100) = 16.34 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{max} = (93.2 + 369.4) \times 0.20 \times 1000 / (3 \times 3.80 \times 100) = 81.13 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau = (81.13 - 16.34) = 64.78 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau_C / \gamma_{Mf} = 90 / 1.15 = 78.26 \text{ N/mm}^2 > \Delta\tau = 64.78 \text{ N/mm}^2$$

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 51 DI 153

5.1.7 VERIFICA DEI PIOLI

La collaborazione tra la trave metallica e la soletta è assicurata mediante pioli elettrosaldati all'ala della trave di acciaio. Per le verifiche si fa riferimento al punto 4.3.4.3.1 delle NTC.

5.1.7.1 Caratteristiche e limitazioni dimensionali

Pioli $\phi = 22$ mm, area $A_p = 380$ mm², altezza $h_p = 220$ mm

Caratteristiche geometriche della piolatura:

base collaborante $b_c = 260$ mm
interasse trasversale (variabile) $i_t = 260/2 = 130$ mm (3 pioli nelle zone di appoggio)
= 260 mm (2 pioli nelle zone di campata)

interasse longitudinale $i_l = 200$ mm

Caratteristiche geometriche della soletta e della piattabanda:

$h_c = 300$ mm $d = 60$ mm $t_s = 25$ mm $b_s = 600$ mm

Per le limitazioni dimensionali le NTC al punto 4.3.4.3.1.1 rimandano a normative di comprovata validità; si fa quindi riferimento alle limitazioni delle CNR10016.

I pioli previsti soddisfano le limitazioni dimensionali di seguito riportate.

Limitazioni inerenti il diametro dei connettori:

$$8\text{mm} \leq \phi = 22\text{mm} \leq 26\text{mm}$$

$$6 \leq h_c/\phi = 14 \leq 15$$

$$t_s/\phi = 1.1 \geq 0.50$$

Limitazioni inerenti le distanze tra i connettori:

$$\text{interasse trasversale } i_t \geq 5 \phi = 130\text{mm}$$

$$\text{interasse longitudinale } 7\phi = 154 \leq i_l = 200\text{cm} \leq h_c = 300\text{mm}$$

$$(b_s - b_c)/2 = 120\text{mm} \geq 2.5 * t_s = 62\text{mm} \text{ e comunque } \geq 25.0\text{mm}$$

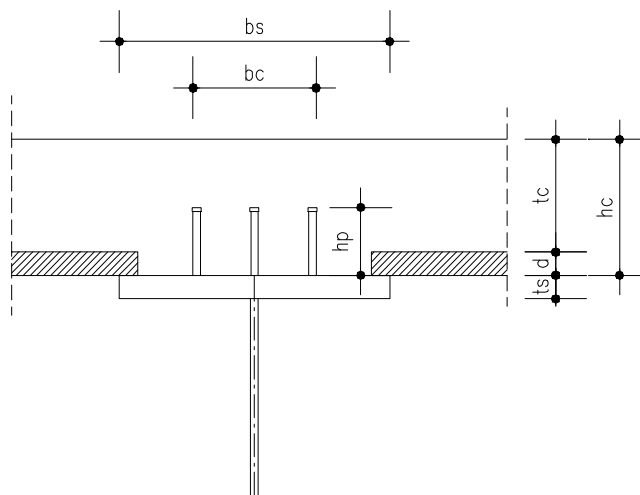
Limitazioni inerenti l'altezza dei connettori:

$$h_p = 220\text{mm} \geq d + 0.6 * t_c = 60 + 0.6 * 240 = 204\text{mm}$$

L'altezza efficace dei pioli è da assumersi pari a:

$$h'_p = 4 \phi = 88 \text{ mm} \quad \text{essendo } h_p > 4\phi$$

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 52 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	



5.1.7.2 Criteri di calcolo e sollecitazioni

I connettori sono dimensionati in base agli sforzi taglianti dovuti ai carichi permanenti ed ai sovraccarichi accidentali.

Per determinare il numero di connettori necessari nelle varie sezioni dell'impalcato si fa riferimento al valore della τ fornito dalle tabelle all'estradosso della trave d'acciaio nelle combinazioni di carico che producono il massimo taglio.

Tutte le sezioni (anche quelle nei pressi degli appoggi (e quindi tese superiormente), sede però generalmente dei massimi tagli), sono state prese in considerazione non parzializzate, in modo da determinare la massima τ , e quindi il massimo scorrimento fra trave e soletta.

Si riporta di seguito la verifica per la sezione significativa, vale a dire quella sulla spalla A.

A livello di sollecitazioni si è considerata la distribuzione dei carichi accidentali che massimizza lo sforzo di taglio.

Lo scorrimento in corrispondenza di una sezione generica per un tratto di lunghezza $\Delta x = 1\text{m}$ vale:

$$S = \tau * b * \Delta x$$

dove b è la larghezza convenzionale della piattabanda superiore, al netto dell'ingombro delle coppelle, sulla quale si valuta lo sforzo di scorrimento.

La resistenza di calcolo a taglio per il connettore $\phi=22\text{mm}$, con un calcestruzzo di classe $R_{ck}=45$ (per il quale $f_{ck} = 0.83*40.0 = 37.35\text{N/mm}^2$), per un acciaio di tipo ST 37-3K risulta pari al minore dei due valori P_d così ricavati:

Crisi lato calcestruzzo:

$$P_{Rd,c} = 0.29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0.5} / \gamma_v = 0.29 * 1 * 22^2 (37.35 * 34625)^{0.5} / 1.25 = 127.7 \text{ kN}$$

Crisi lato acciaio:

$$P_{Rd,a} = 0.8 f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_v = 0.8 * 450 * (3.14 * 22^2 / 4) / 1.25 = 109.5 \text{ kN}$$

essendo $\alpha = 1.0$ ($h_{sc}/d = 10 > 4$)

In presenza di azioni dinamiche (CNR-UNI 10016 – 2.2.1.5.): $P_{dinam.} = 0.8 * P_d = 86.8 \text{ kN}$

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 53 DI 153

5.1.7.3 Verifiche delle piolature

Si prevede su ciascuna piattabanda superiore delle tre travi l'inserimento di 3 pioli/20 cm nelle zone presso le spalle e di 2 pioli/20cm nei tratti di campata.

L'indicazione dettagliata delle piolature prescritte è riportata nelle tavole grafiche; di seguito si riportano i calcoli della verifica della sezione di spalla.

Lo sforzo di scorrimento Q_d viene valutato moltiplicando lo sforzo di scorrimento unitario q_d per l'interasse i fra gli elementi di collegamento:

$$Q_d = q_d i \qquad q_d = V_d S / J$$

con: V_d azione tagliante di calcolo

J momento d'inerzia della sezione

S momento statico della sezione rispetto al piano di scorrimento trave - soletta

Per effetto di ritiro e variazione termica differenziale, alle estremità delle travi si produce uno sforzo di scorrimento pari globalmente alla risultante delle tensioni normali nella sola sezione di acciaio (CNR 10016/'85 §3.3.3). Il relativo sforzo di scorrimento unitario si considera distribuito con legge triangolare avente ordinata massima in corrispondenza dell'estremità della trave e nulla alla distanza:

$$l_s = 0.06 (L+10b) + 7K (L-3b)$$

con: L luce della trave

b valore medio della larghezza di soletta, su ciascun lato della trave

K cedevolezza del collegamento (mm^2/N) $K=0.003$ per collegamenti a piolo
 $K=0.0015$ per collegamenti di altro tipo

Nel caso in esame risulta:

$$l_s = 4.21 \text{ m} \qquad (L=15.80 \text{ m}, b=1.70 \text{ m}, K=0.003)$$

Ritiro: $\sigma_G = (50.4-11.7)/2 = 19.35 \text{ N/mm}^2$
 $Q = \sigma_G A_a = 1014 \text{ kN}$
 $q = 2 Q / l_s = 481.6 \text{ kN/m}$

$\Delta T = \pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$: $\sigma_G = (15.8-3.4)/2 = 6.20 \text{ N/mm}^2$
 $Q = \sigma_G A_a = 3248 \text{ kN}$
 $q = 2 Q / l_s = 155 \text{ kN/m}$

Nella Tabella seguente sono riassunti gli sforzi di scorrimento unitari lungo la trave (per metà trave) ed i loro valori di calcolo massimi e minimi allo stato limite ultimo:

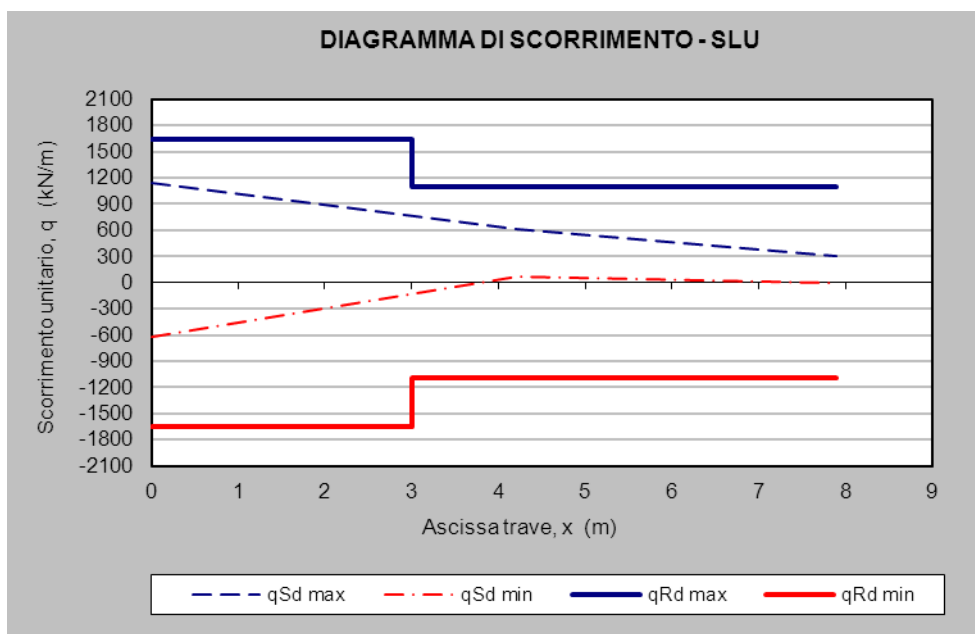
SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 54 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

Ascissa trave, x (m)		0	4.21	7.90
V (kN)	finiture (fase 2)	116.6	54.4	0.0
	ritiro (fase 2)	0.0	0.0	0.0
	carichi mobili (fase 3)	664.4	444.5	251.9
	ΔT (fase 3)	0.0	0.0	0.0
q (kN/m)	$q_{fin.}$	93.2	43.5	0.0
	$q_{rit.}$	-481.6	0.0	0.0
	$q_{c.m.}$	608.1	406.8	230.6
	$q_{\Delta T}$	155.0	0.0	0.0
$q_{Sd} - SLU 2008$ (kN/m)	c.d.c. UI / $+\Delta T$ / rit.=0	325.8	65.3	0.0
	c.d.c. UI / $-\Delta T$ / rit.=0	-46.3	65.3	0.0
	c.d.c. UII / $+\Delta T$ / rit.=0	1146.7	614.5	311.3
	c.d.c. UII / $-\Delta T$ / rit.=0	774.6	614.5	311.3
	c.d.c. UI / $+\Delta T$	-252.1	65.3	0.0
	c.d.c. UI / $-\Delta T$	-624.2	65.3	0.0
	c.d.c. UII / $+\Delta T$	568.7	614.5	311.3
	c.d.c. UII / $-\Delta T$	196.7	614.5	311.3
	$q_{Sd} \max$	1146.7	614.5	311.3
	$q_{Sd} \min$	-624.2	65.3	0.0

Scorrimento: $q_{Sd,max.SLU} = 1147 \text{ kN}$

Pioli prescritti su ogni piattabanda : 3.00m / 0.20m \rightarrow 15 pioli/m

Taglio su un piolo: $T = 1147 / 15 = 76.5 \text{ kN} < P_{dinam.}$



SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 55 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

5.1.8 VERICHE STATICHE IMPALCATO ALLO SLE

5.1.8.1 Verifica tensionale

Si riporta lo stato tensionale della trave di bordo, rappresentativo della storia di carico dell'impalcato allo SLE. La valutazione dello stato tensionale è di tipo incrementale.

I limiti tensionali sono i seguenti:

Acciaio carpenteria: $\sigma_y \leq f_{yk} / \gamma_M = 355 \text{ MPa}$

Calcestruzzo: $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 0.60 \times 0.83 \times 45 \text{ MPa} = 22.41 \text{ MPa}$ (per $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$)

$\sigma_{ct} \leq f_{ctm} / 1.2 = 0.30 f_{ck}^{2/3} / 1.2 = 2.79 \text{ MPa}$

dove tale limite è superato è necessario eseguire la verifica a fessurazione.

Flessione:

TENSIONI NORMALI (N/mm ²)	q/trave (kN/m)	N (kN)	M (kNm)	SOLETTA		TRAVE		ATTACCO PIATTAB.	
				σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}
peso proprio (fase 1)	46.50		1450.89			93.0	-68.1	88.9	-63.3
finiture (fase 2)	14.76		460.52	0.58	0.25	4.4	-15.4	3.9	-14.8
ritiro (fase 2)		4071.48	1443.30	-0.48	-1.52	50.4	-11.7	48.9	-9.8
carichi mobili (fase 3)			2544.27	4.45	0.40	2.4	-78.7	0.4	-76.3
ΔT (fase 3)		1100.40	602.78	0.10	-0.86	15.8	-3.4	15.4	-2.8
Qw	0.07		2.29	0.01	0.00	0.02	-0.1	0.0	-0.1
c.d.c. TI / + ΔT / rit.=0		1100.4	2514.2	0.68	-0.61	113.2	-86.9	108.2	-80.9
c.d.c. TI / - ΔT / rit.=0		-1100.4	1308.6	0.47	1.11	81.5	-80.1	77.5	-75.3
c.d.c. TI / + ΔT		5171.9	3957.5	0.19	-2.13	163.6	-98.6	157.1	-90.7
c.d.c. TI / - ΔT		2971.1	2751.9	-0.01	-0.41	131.9	-91.8	126.4	-85.1
c.d.c. TII / + ΔT		5171.9	6501.8	4.65	-1.73	166.0	-177.3	157.4	-167.0
c.d.c. TII / - ΔT		2971.1	5296.2	4.45	-0.01	134.3	-170.6	126.7	-161.4
c.d.c. TII / + ΔT / rit.=0		1100.4	5058.5	5.13	-0.22	115.6	-165.6	108.6	-157.2
c.d.c. TII / - ΔT / rit.=0		-1100.4	3852.9	4.93	1.50	83.9	-158.9	77.9	-151.6

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto:

Acciaio: $\sigma_{y,max} = 177.3 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$

Calcestruzzo: $\sigma_{c,max} = 5.13 \text{ MPa} \leq 22.41 \text{ MPa}$

5.1.8.2 Verifica a fessurazione della soletta

La verifica a fessurazione non è necessaria perchè in ogni fase risulta che:

$$\sigma_{ct} = 2.13 \text{ MPa} \leq 2.79 \text{ MPa.}$$

5.1.8.3 Stato limite di deformazione

Sui verificano i limiti di dermazione delle travi principali, considerando la combinazione allo SLE, durante le fasi di lavorazione.

Fase I

L	= 15800 mm	luce della trave
q _{p.p.}	= 46.50 kN/m	carico uniforme in fase 1 (trave e soletta)
J _a	= 900719 cm ⁴	momento d'inerzia della sezione di acciaio
E _a	= 210000 N/mm ²	modulo elastico dell'acciaio

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 56 DI 153

$$f_1 = f_{p.p.} = 5/384 \times 46.50 \times 15800^4 / (210000 \times 900719 \times 10^4) = 19.95 \text{ mm}$$

Fase 2

$q_{fin.}$	= 14.76 kN/m	carico uniforme in fase 2 (finiture)
$M_{rit.}$	= 1443.3 kNm	momento dovuto al ritiro
J	= 2324185 cm ⁴	momento d'inerzia della sezione omogeneizzata (n=18.6)

$$f_2 = f_{fin.} + f_{rit.} = 5/384 \times 14.76 \times 15800^4 / (210000 \times 2324185 \times 10^4) + 1/8 \times 1443.3 \times 10^2 \times 15800^2 / (210000 \times 2324185) = 11.68 \text{ mm}$$

Fase 3

$M_{c.m.}$	= 2544.3 kNm	momento dovuto ai carichi mobili
$M_{\Delta T}$	= 602.8 kNm	momento dovuto alle variazioni termiche
J	= 3136096 cm ⁴	momento d'inerzia della sezione omogeneizzata (n=6.2)

$$f_3 = f_{c.m.} + f_{\Delta T} = 1/8 \times (2544.3 + 602.8) \times 10^2 \times 15800^2 / (210000 \times 3136096) = 14.91 \text{ mm}$$

Verifica:

$$f_{perm 0} = f_1 + f_2 = 31.63 \text{ mm} < L / 150 = 105.3 \text{ mm}$$

$$f_{acc 0} = f_3 = 14.91 \text{ mm} < L / 500 = 31.6 \text{ mm}$$

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 57 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

5.2 SOLETTA

La realizzazione della soletta d'impalcato è prevista con il sistema costruttivo "a prédalles", armate con tralicci tipo Bausta (o similari), autoportanti nei confronti del getto in opera della soletta ($s=6+24=30\text{cm}$).

La sezione trasversale dell'impalcato presenta larghezza complessiva di 17.50m circa, con superficie pavimentata di 24.70m, cordolo laterale di 0.90m da un lato e 1.20m dall'altro, come schematizzato nella figura seguente:

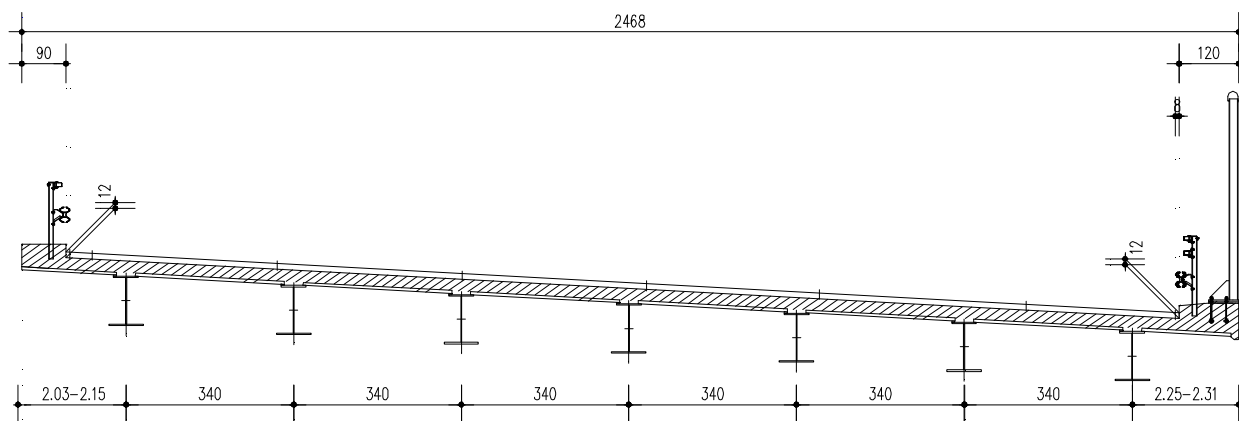


Figura 5.3 Sezione trasversale impalcato

Si verifica lo sbalzo interno in quanto di luce maggiore e soggetto ai carichi mobili:

Luce di calcolo sbalzo est $L = 2.31 \text{ m}$

Luce di calcolo campata $L = 3.40 \text{ m}$

Spessore soletta $s_s = 0.30 \text{ m}$

Spessore pavimentazione $s_p = 0.12 \text{ m}$

Di seguito si eseguono le verifiche considerando il comportamento della soletta in senso trasversale.

Tali verifiche vengono condotte con riferimento a due fasi distinte:

- una prima fase, detta "provvisoria", in cui il getto integrativo è ancora in fase fluida e risultano efficaci le sole armature inserite nelle prédalles. Le azioni presenti sono costituite dal peso proprio delle lastre, dal getto integrativo e da un temporaneo sovraccarico accidentale dovuto al personale, ai piccoli mezzi d'opera e ad accumuli di conglomerato cementizio;
- una seconda fase, detta "definitiva", in cui nella soletta monolitica risultano efficaci sia le armature delle prédalles che quelle inserite in opera. Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti verrà effettuato adottando una schematizzazione monodimensionale della sezione trasversale della soletta assumendo una striscia di larghezza unitaria. Lo schema statico adottato è quello di trave continua su cinque appoggi con sbalzi esterni.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 58 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

5.2.1 VERIFICHE IN DIREZIONE TRASVERSALE

5.2.1.1 Fase provvisoria

Nella prima fase le prédalles hanno un comportamento schematizzabile a trave continua, soggetta al peso proprio, al getto integrativo ed al sovraccarico “di lavorazione” descritto nel precedente paragrafo. Le lastre non si sviluppano monoliticamente per tutta la larghezza dell'impalcato ma sono interrotte in corrispondenza delle piattabande delle travi principali; in tali zone risultano passanti solo le armature dei tralicci. In particolare sull'appoggio centrale la lastra tralicciata si interrompe completamente. Si prescrive quindi il getto della soletta dapprima nella fascia compresa fra le travi principali e dopo sugli sbalzi per scongiurare pericoli di ribaltamento delle lastre.

Il calcolo delle sollecitazioni sugli sbalzi laterali e sulle campate centrali verrà condotto assumendo come luci di calcolo le lunghezze massime delle coppelle delle prédalles e detraendo da esse la misura della parte appoggiata (5cm).

Analisi dei carichi

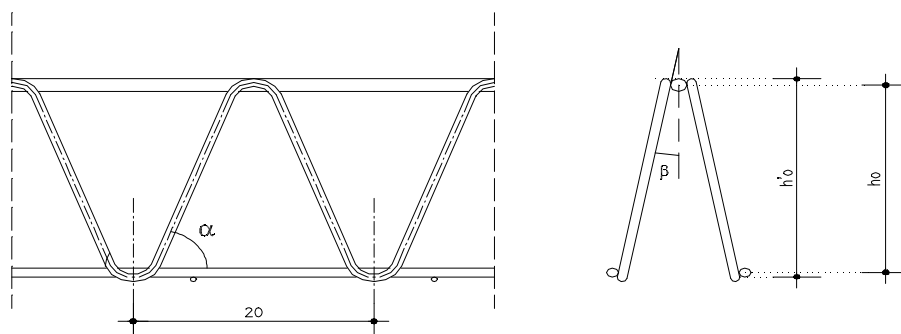
- | | |
|---------------------------|---|
| 1. Peso proprio prédalles | $g_1 = 1.35 * 0.06 * 25.00 = 2.03 \text{ kN/m}^2$ |
| 2. Getto integrativo | $g_2 = 1.35 * 0.24 * 25.00 = 8.10 \text{ kN/m}^2$ |
| 3. Sovraccarico | $g_3 = 1.50 * 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$ |
| 4. Veletta prefabbricata | $g_4 = 1.50 * 1.25 = 2.00 \text{ kN/m}$ |

Verifiche

Le verifiche vengono eseguite facendo riferimento allo Stato Limite Ultimo della sezione.

Si verifica che le tensioni sugli elementi metallici che costituiscono il traliccio siano inferiori alla tensione di calcolo ($f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$ per acciaio B450C) e che la stabilità degli elementi compressi risulti soddisfatta.

Di seguito si riporta una rappresentazione schematica del traliccio.



SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	59 DI 153

Altezza totale del traliccio: $h'_0 = 16.5$ cm

Braccio della coppia resistente: $h_0 = h'_0 - (\phi_{cs} + \phi_{ci}) / 2 = 15$ cm

Numero di tralicci nella lastra: 6 (interasse = 0.40m)

Larghezza lastra: 2.40 m

1) Sbalzo

Si assume la seguente luce di calcolo:

$$l_c = 2.31 - 0.25 = 2.06\text{m}$$

Si considera lo schema di mensola incastrata.

Di seguito si riportano i carichi definiti in precedenza, i dati geometrici dei tralicci e il calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni presenti nei singoli elementi dei tralicci.

	Carichi		
	peso proprio predalle	2.03	kN/mq
	getto integrativo	8.10	kN/mq
	sovraccarico	1.50	kN/mq
	veletta	2.00	kN/m
	Geometria tralicci		
	larghezza lastra	2.4	m
	interasse tralicci	0.40	m
corr. Sup.	ø corrente superiore traliccio	16	mm
	area correnti sup. / lastra	1206	mmq
corr. Inferiore	ø corrente inferiore traliccio	14	mm
	area corrente inf.	154	mmq
	area correnti inf. / lastra	1848	mmq
	momento di inerzia correnti inf.	1886	mmq x mmq
	raggio di inerzia correnti inf.	3.50	mm
	lunghezza libera di inflessione	20	cm
	lambda correnti inf.	57.14	
	lambda correnti inf.	57	
	coeff. Omega	1.46	

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 60 DI 153

corr. Inferiore integrativo	ø corrente inf. integrativo	5	mm	
	area corrente inf. Integrativo	21	mmq	
	numero correnti inf. Integrativi	0	num	
	area correnti inf. / lastra	0	mmq	
	momento di inerzia correnti inf.	36	mmq x mmq	
	raggio di inerzia correnti inf.	1.30	mmc	
	lunghezza libera di inflessione	20	cm	
	lambda correnti inf.	153.85		
	lambda correnti inf.	154		
	coeff. Omega	5.06		
	altezza totale traliccio	16.50	cm	
	altezza utile traliccio	15.00	cm	
staffe	ø staffa traliccio	10	mm	
	area staffa	79	mmq	
	area staffe / lastra	942	mmq	
	momento di inerzia staffa	491	mmq x mmq	
	raggio di inerzia staffa.	2.50	mmc	
	lunghezza libera di inflessione	16.50	cm	
	lambda staffe	66		
	coeff. Omega	1.64		
		alfa	1.1903	rad
		beta	0.2038	rad
	lunghezza sbalzo	2.06	m	
	lunghezza del tratto gettato	2.06	m	
	Sollecitazioni unitarie			
	M	28.80	kNm/m	
	T	25.96	kN/m	
	Sollecitazioni sulla lastra			
	M	69.11	kNm/lastra	
	T	62.30	kN/lastra	
	S staffe	62.15	kN/lastra	

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 61 DI 153

Tensioni sugli elementi		
Trazione sui correnti sup.	382.0	N/mmq
Compressione nei correnti inf.	363.5	N/mmq
Compressione nelle staffe	119.0	N/mmq

Le verifiche risultano soddisfatte, in quanto le tensioni ottenute sono inferiori a $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 62 DI 153

2) Campata

Si assume la seguente luce di calcolo:

$$l_c = 3.40 - 0.50 = 2.90 \text{ m}$$

Si considera lo schema di trave doppiamente appoggiata.

Nel calcolo, a favore di sicurezza, non viene considerata la presenza dello sbalzo laterale, ovvero non si considera il contributo favorevole dovuto al momento negativo indotto dallo sbalzo stesso.

Di seguito si riportano i carichi definiti in precedenza, i dati geometrici dei tralicci e il calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni presenti nei singoli elementi dei tralicci.

	Carichi		
	peso proprio predalle	2.03	kN/mq
	getto integrativo	8.10	kN/mq
	sovraccarico	1.50	kN/mq
	Geometria tralicci		
	numero di tralicci nella lastra	6	m
Corrente Superiore	ø corrente superiore traliccio	16	mm
	area corrente sup.	201	mmq
	area correnti sup. / lastra	1206	mmq
	momento di inerzia corrente sup.	3217	mmq x mmq
	raggio di inerzia corrente sup.	4.00	mm
	lunghezza libera di inflessione	20	cm
	lambda correnti sup.	50	
Corrente Inferiore	ø corrente inferiore traliccio	14	mm
	area corrente inf.	154	mmq
	numero di ferri inf. aggiuntivi	0	
	ø ferri inf. aggiuntivi	20	mm
	area ferri aggiuntivi	314	mmq
	altezza totale traliccio	16.50	cm
	altezza utile traliccio	15.00	cm
staffe	ø staffa traliccio	10	mm
	area staffa	79	mmq
	area staffe / lastra	942	mmq

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	63 DI 153

	momento di inerzia staffa	491	mmq x mmq
	raggio di inerzia correnti inf.	2.50	mmc
	lunghezza libera di inflessione	16.50	cm
	lambda staffe	66	
	coeff. Omega	1.64	
	alfa	1.19	rad
	beta	0.2038	rad
	larghezza piattabanda	0	m
	lunghezza sbalzo	0	m
	lunghezza campata	2.90	m
	Momento indotto dagli sbalzi	0.00	kNm/m
	Sollecitazioni unitarie		
	M=	12.23	kNm/m
	T=	16.86	KN/m
	Sollecitazioni sulla lastra		
	larghezza lastra	2.40	m
	M=	29.35	kNm/lastra
	T=	40.47	kN/lastra
	S staffe	44.51	kN/lastra
	Tensioni sugli elementi		
	Trazione sui correnti inf.	105.9	N/mmq
	Compressione nei correnti sup.	217.3	N/mmq
	Compressione nelle staffe	77.5	N/mmq

Le verifiche risultano soddisfatte, in quanto le tensioni ottenute sono inferiori a $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	64 DI 153

5.2.1.2 Fase definitiva

Il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle armature relativi alla fase definitiva sono eseguiti trascurando la “storia” dei carichi e la conseguente evoluzione delle tensioni dovuta alla costruzione per fasi della struttura, in quanto il calcolo viene eseguito allo Stato Limite Ultimo. Per le sezioni sollecitate da momento negativo si trascura la presenza dei ferri del traliccio delle prédalles in quanto già dalla fase provvisoria ereditano delle tensioni elevate e all’applicazione dei rimanenti carichi permanenti e dei carichi mobili raggiungono tensioni prossime allo snervamento. Assegnando alle armature della fase definitiva anche le sollecitazioni di quella provvisoria, si opera ad evidente favore di sicurezza.

5.2.1.3 Carichi permanenti

La valutazione delle sollecitazioni è stata fatta considerando lo schema statico di trave continua su cinque appoggi con sbalzi esterni, come indicato nelle figure seguenti. Le luci di calcolo sono riferite all’asse verticale delle travi metalliche. I momenti flettenti sono assunti positivi se tendono le fibre inferiori.

Si considera la pavimentazione estesa ad una larghezza di 22.60m.

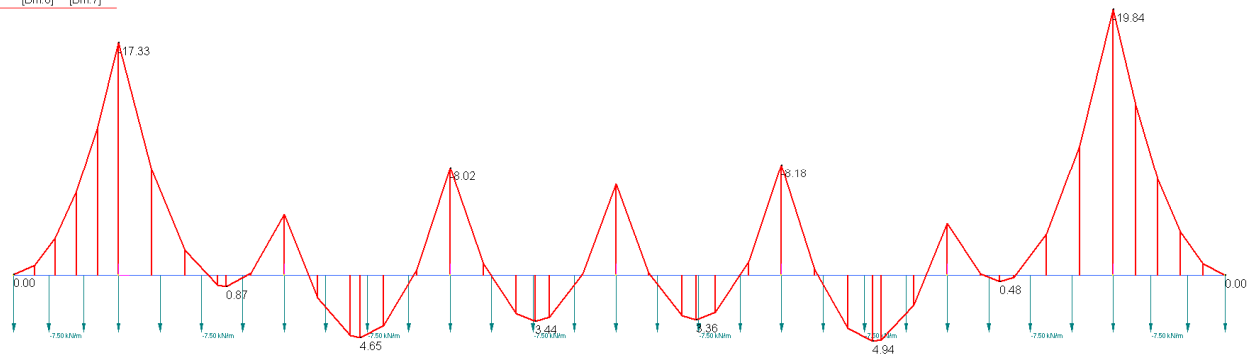
1) Pesi strutturali

Peso proprio prédalles:	$g_1 = 0.06 * 25.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
Getto integrativo sbalzo:	$g_{1''} = 0.24 * 25.00 = 6.00 \text{ kN/m}^2$

2) Pesi permanenti portati

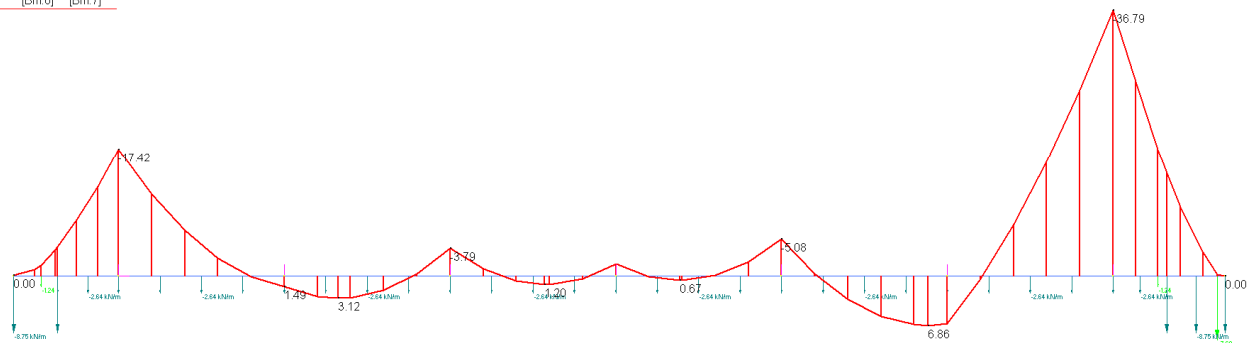
Cordoli:	$g_2 = 0.35 * 25.00 = 8.75 \text{ kN/m}^2$
Barriera antirumore:	$P_2 = 7.60 \text{ kN/m}$
Barriera sicurvia:	$P_3 = 1.24 \text{ kN/m}$
Pavimentazione:	$g_3 = 0.12 * 22.00 = 2.64 \text{ kN/m}^2$

MIN	MAX	
BM2(kN.m)	-19.84	4.94
[Bm.6]	[Bm.7]	



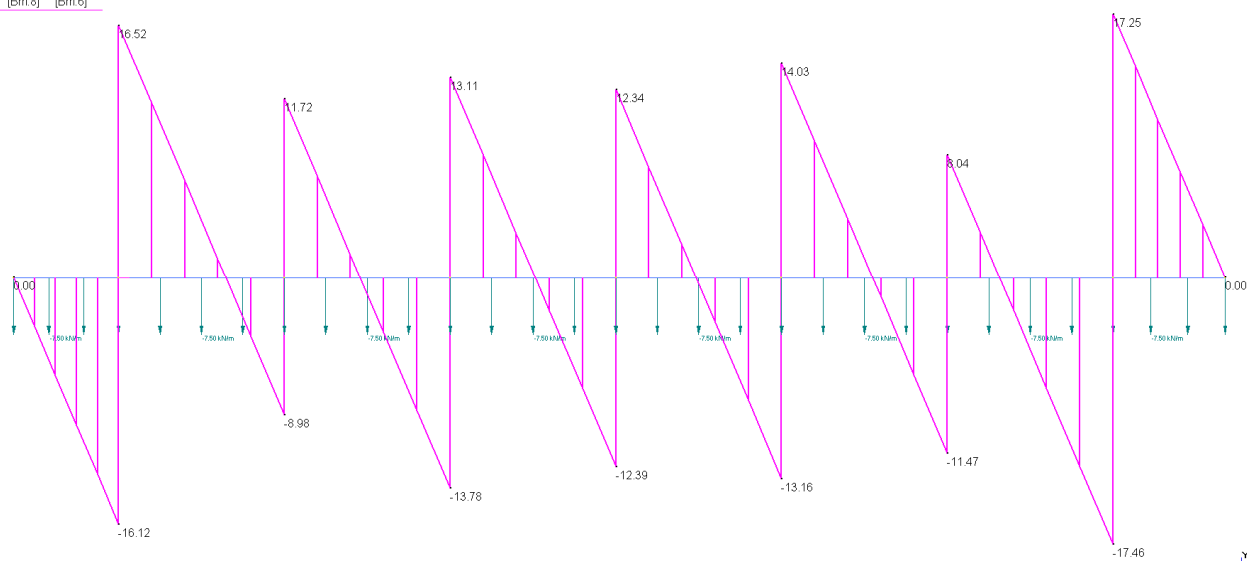
Fase definitiva – Peso predalles + getto integrativo (G1) - Momento flettente

MIN	MAX	
BM2(kN.m)	-36.79	6.86
[Bm.6]	[Bm.7]	



Fase definitiva – Permanenti portati (G2) - Momento flettente

MIN	MAX	
SF2(kN)	-17.46	17.25
[Bm.8]	[Bm.6]	

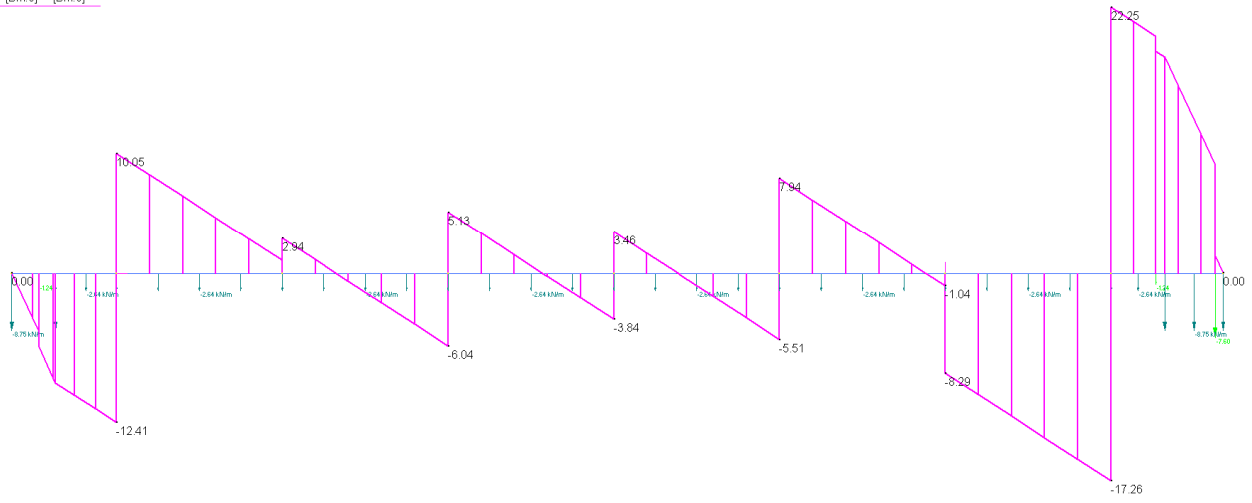


Fase definitiva – Peso predalles + getto integrativo (G1) - Taglio



SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 66 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

	MIN	MAX
SF2(kN)	-17.26	22.25
	[Bm.8]	[Bm.6]



Fase definitiva – Permanenti portati (G2) – Taglio

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 67 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

5.2.1.4 Carichi accidentali

Gli effetti dei carichi accidentali sono valutati disponendo q_1 (carichi mobili più gravosi) e q_8 (urto di veicolo in svio), definiti nei punti 5.1 delle NTC sui ponti stradali, nelle posizioni più sfavorevoli per il calcolo dei massimi momenti positivi e negativi e delle massime sollecitazioni taglianti. Gli effetti dinamici sono compresi nei valori considerati.

1) Sbalzo sx

- Carichi mobili più gravosi (q_1):

Si considerano gli Schemi di Carico 1 e 2 al fine di valutare quale dei due sia maggiormente gravoso. Mentre il primo (valido sia per verifiche globali sia per verifiche locali) va disposto in asse corsia, il secondo (valido per verifiche locali) va considerato nella posizione più gravosa.

Il carico dello Schema di Carico 2 viene disposto con la prima ruota in adiacenza al cordolo come illustrato nella seguente figura:

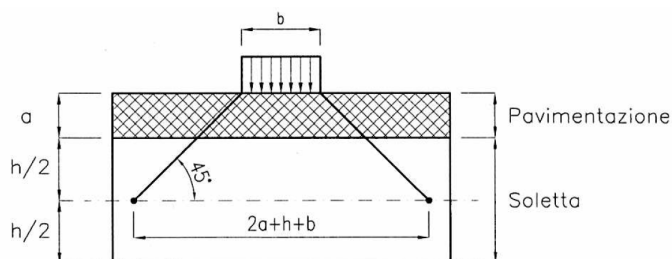
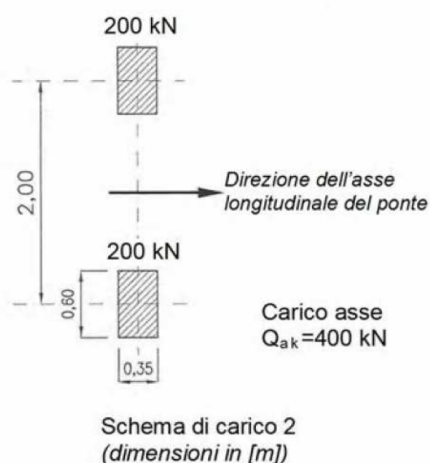
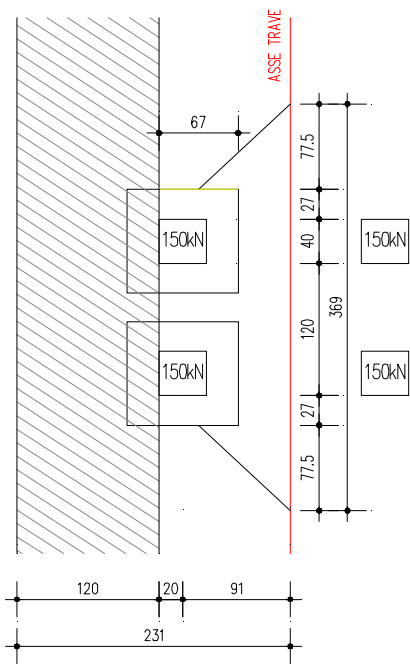
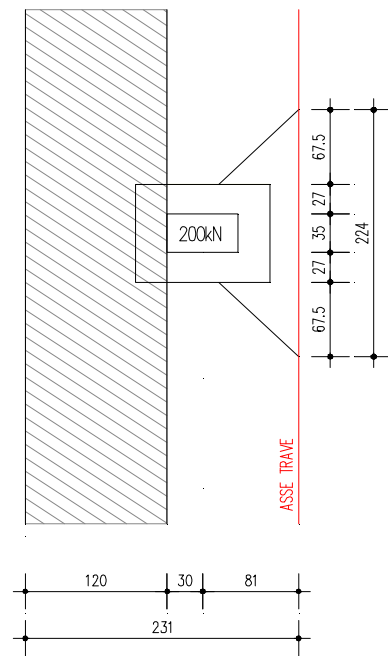


Figura 5.4 Diffusione dei carichi concentrati nella soletta

Schema 1 - Mmax

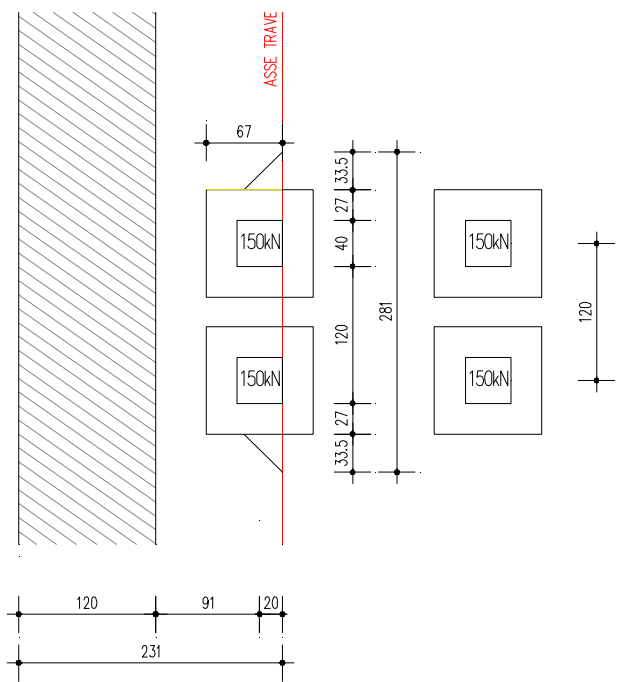


Schema 2 - Mmax



Base resistente per momento nei due schemi di carico

Schema 1 - Vmax



Schema 2 - Vmax

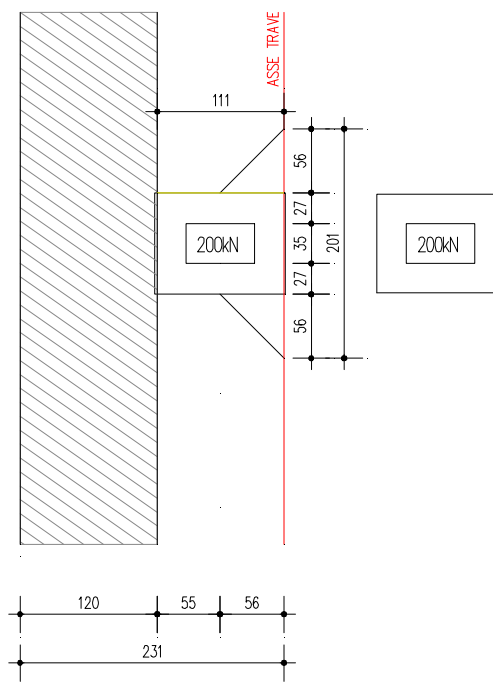


Figura 5.6 Base resistente per taglio nei due schemi di carico

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 69 DI 153

Schema 1

Si assume come base resistente l'ingombro longitudinale (1.20 m) del carico diffuso verticalmente a 45° sino al piano medio della soletta aumentato del doppio della distanza del carico più esterno dalla sezione di incastro (asse piattabanda), ipotizzando anche in questo caso una sua diffusione (nel piano della soletta) a 45° verso quest'ultima.

Per il calcolo della base resistente al momento massimo si veda la figura 5.6:

$$B = 1.20 + 0.40 + 2 * 0.12 + 0.30 + 2 * 0.775 = 3.69 \text{ m}$$

$$M_{q1} = 300 / 3.69 * 0.91 + 9.00 * 1.11^2 / 2 = -79.43 \text{ kNm/m}$$

Per il calcolo della base resistente al taglio massimo le impronte si dispongono radenti all'asse trave:

$$B = 1.20 + 0.40 + 2 * 0.12 + 0.30 + 2 * 0.335 \approx 2.81 \text{ m}$$

$$T_{q1} = 300 / 2.81 + 9.00 * 1.1 = 111.8 \text{ kN/m}$$

Schema 2

Si assume come base resistente l'ingombro longitudinale (0.35 m) del carico diffuso verticalmente a 45° sino al piano medio della soletta aumentato del doppio della distanza del carico più esterno dalla sezione di incastro (asse piattabanda), ipotizzando anche in questo caso una sua diffusione (nel piano della soletta) a 45° verso quest'ultima.

Per il calcolo della base resistente al momento massimo si veda la figura 5.6:

$$B = 0.35 + 2 * 0.12 + 0.30 + 2 * 0.675 = 2.24 \text{ m}$$

$$M_{q1} = 200 / 2.24 * 0.51 = -72.3 \text{ kNm/m}$$

Per il calcolo della base resistente al taglio massimo le impronte si dispongono radenti all'asse trave secondo la figura 5.6:

$$B = 0.35 + 2 * 0.12 + 0.30 + 2 * 0.56 \approx 2.01 \text{ m}$$

$$T_{q1} = 200 / 2.01 = 100 \text{ kN/m}$$

2) Campata e appoggio

- Carichi mobili più gravosi (q_1):

Si considera lo Schema di Carico 1 formato dalla prima e seconda corsia disposte affiancate; con la teoria delle linee di influenza si costruiscono i diagrammi delle sollecitazioni massime e minime generate dal carico agente in tutte le possibili posizioni sulla sede stradale.

Si assume come base resistente per il calcolo del carico equivalente, l'ingombro longitudinale del carico, diffuso a 45° sino al piano medio della soletta, aumentato di metà della luce di calcolo della campata su cui insiste il carico stesso.

$$B = 1.20 + 0.40 + 2 * 0.12 + 0.30 + 3.40 / 2 = 3.84 \text{ m}$$

Carico equivalente corsia n.1:

$$P_{eq} = 300 / 3.84 \approx 78 \text{ kN/m}$$

Il carico viene diffuso nella soletta:

$$p_{eq} = 78 / (0.40 + 2 * 0.12 + 0.30) = 82 \text{ kN/m (per metro di larghezza di soletta)}$$

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 70 DI 153

$q_{eq} = 9.00 \text{ kN/m}$

Carico equivalente corsia n.2:

$P_{eq} = 200 / 3.84 = 52 \text{ kN/m}$

Il carico viene diffuso nella soletta:

$p_{eq} = 52 / (0.40 + 2 * 0.12 + 0.30) = 55 \text{ kN/m}$ (per metro di larghezza di soletta)

$q_{eq} = 2.50 \text{ kN/m}$

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni; si nota che per gli sbalzi si deve comunque fare riferimento al punto precedente.

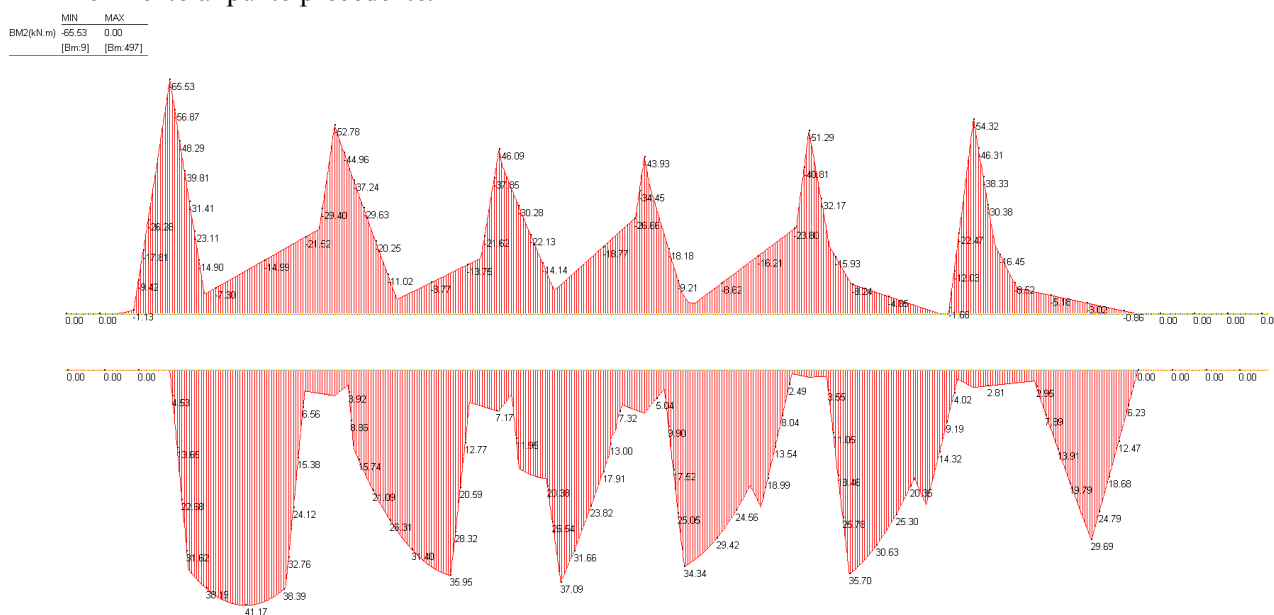


Figura 5.5 Fase definitiva – Carichi mobili (Q) - Momenti flettenti max e min

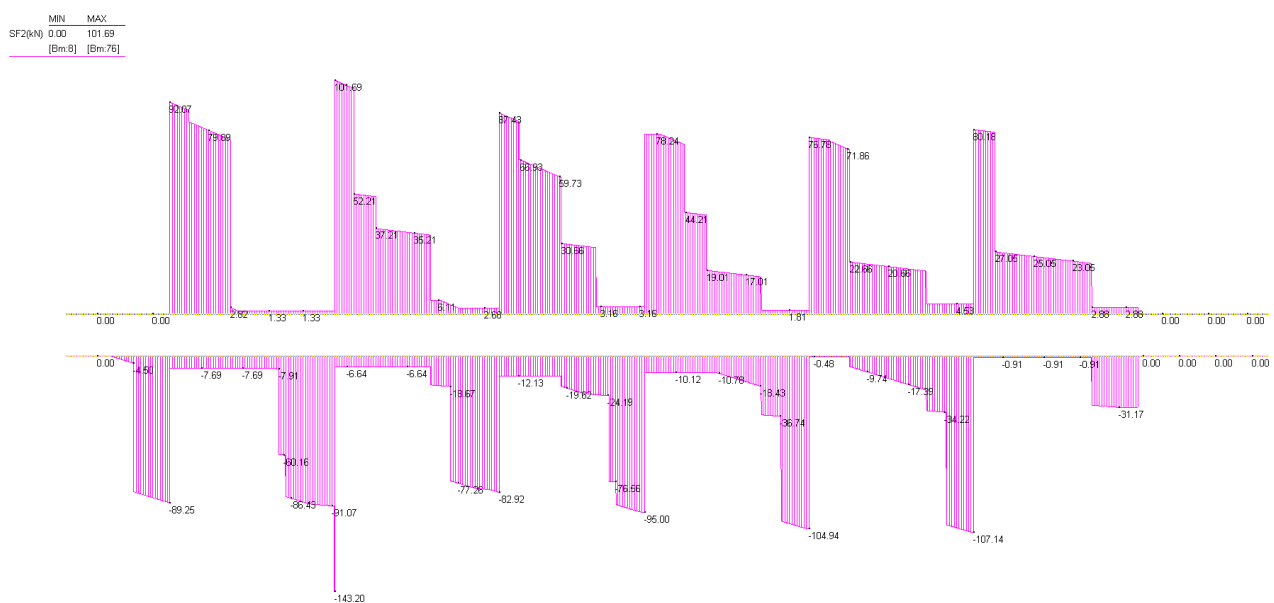


Figura 5.6 Fase definitiva – Carichi mobili (Q) – Tagli max e min

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	71 DI 153

5.2.1.5 Urto di veicolo in svio

In seguito all'urto di un veicolo pesante tutti i piantoni della barriera di un certo tratto subiscono una rilevante deformazione plastica. Pertanto il momento flettente massimo alla base di un piantone in fase d'urto si può calcolare come il momento limite di plasticizzazione:

$$M_{pl} = f_y W_{pl}$$

essendo: f_y = tensione di snervamento

$W_{pl} = 2 S_x$ = modulo di resistenza plastico

S_x = momento statico di metà sezione rispetto al baricentro

Riguardo al valore della tensione di snervamento f_y da impiegare nel calcolo di M_{pl} , si osserva che non è corretto assumere la tensione caratteristica, in quanto essa rappresenta il frattile di ordine 0.05 della distribuzione statistica, ossia il valore che ha una probabilità del 5% di essere minorato.

Poiché in questo caso l'azione è proporzionale a f_y , si deve invece considerare il frattile di ordine 0.95 (probabilità del 5% di essere maggiorato), come per i valori caratteristici delle azioni.

La formula per il calcolo del valore caratteristico (frattile di ordine 0.05) è:

$$f_k = f_m - k s$$

con: f_m = valore medio

s = scarto quadratico medio

k = fattore funzione del numero n di risultati sperimentali; per $n=\infty$ $k=1.64$

(Tabella 11.2.IV del D.M. 14/09/05)

Il frattile di ordine 0.95 è invece dato da: $f'_k = f_m + k s = f_k + 2 k s$

Quindi, per calcolare f'_k a partire da f_k è necessario conoscere lo scarto quadratico medio s .

Al punto 11.2.4.8.2.4 (verifica periodica) dello stesso D.M. si prescrive che il coefficiente di variazione percentuale dello snervamento per acciaio compreso tra S235 ed S355 sia pari all'8%.

Indicando tale coefficiente con p , si ha:

$$p = s / f_m \quad s = p f_m$$

$$f_k = f_m - k s = f_m - k p f_m = f_m (1 - k p)$$

da cui si ricava il valore medio f_m in funzione di f_k :

$$f_m = \frac{f_k}{1 - k p}$$

Il frattile di ordine 0.95 si può quindi calcolare con:

$$f'_k = f_m + k s = f_m + k p f_m = f_m (1 + k p) = f_k \frac{1 + k p}{1 - k p}$$

Con $k = 1.64$ ($n=\infty$) e $p = 0.08$ (S355) risulta pertanto:

$$k p = 1.64 \times 0.08 = 0.1312$$

$$f_m = \frac{f_k}{1 - 0.1312} = 1.15 f_k \quad f'_k = f_k \frac{1 + 0.1312}{1 - 0.1312} = 1.30 f_k$$

Per l'acciaio S355J0WP (CORTEN A) con tensione caratteristica di snervamento

$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ si deve quindi considerare almeno:

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 72 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

valore medio $f_{ym} = 1.15 \times 355 = 408 \text{ N/mm}^2$

frattile 0.95 $f_{yk} = 1.30 \times 355 = 461 \text{ N/mm}^2$

NOTA: da prove eseguite su paletti HE 100 A la tensione di snervamento è risultata compresa tra 403 e 431 N/mm².

Per il piantone **HE 100 B**, avente modulo di resistenza plastico $W_{pl} = 2 \times 52.1 = 104 \text{ cm}^3$, il momento limite di plasticizzazione risulta pertanto:

$$M_{pl} = 461 \times 104 \times 10^{-3} = \mathbf{47.9 \text{ kNm}}$$

Essendo l'interasse dei piantoni $i = 1.33 \text{ m}$, il momento plastico per unità di lunghezza risulta:

$$M_{pl,i} = 47.9 / 1.33 = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Il D.M. 14/09/05 prevede al punto 6.2.3.10 quale azione relativa all'urto di un veicolo in svio una forza pari a **100 kN** applicata ad un'altezza di **1.00 m** dal piano viario.

Per non superare il momento limite di plasticizzazione del montante con la forza prevista dal D.M., supponendo che la cerniera plastica si formi a 5 cm dalla superficie superiore del cordolo e che questa sporga 20 cm dal piano viabile, tale forza deve ripartirsi su una lunghezza di barriera pari a:

$$l_{ripart.,pl} = 100.0 \times (1.00 - 0.20 + 0.05) / 35.9 = 2.37 \text{ m}$$

Tale larghezza corrisponde circa ad assumere la forza del D.M. distribuita su 0.50 m e ripartita a **45°** a partire da un'altezza di 1.00 m dal piano viario. Alla quota della cerniera plastica infatti:

$$l_{ripart.} = 0.50 + 2 \times 0.85 \tan 45^\circ = 2.20 \text{ m}$$

$$H_{urto} = 100.0 / 2.20 = 45.4 \text{ kN/m}$$

$$M_{urto} = 100.0 \times 0.85 / 2.20 = 38.6 \text{ kNm/m} \approx M_{pl,i} = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Essendo inoltre il momento calcolato maggiore di quello di plasticizzazione, la ripartizione risulta essere prudentiale.

Le sollecitazioni nella soletta dovute all'urto di un mezzo pesante sulla barriera di sicurezza risultano:

$$l_{rip} = 0.50 + 2 * (1.00 + 0.12 + 0.31 / 2) \tan 45^\circ = 3.05 \text{ m}$$

$$\mathbf{H_{urto} = 100 / 3.05 = 32.8 \text{ kN/m}}$$

$$\mathbf{M_{urto} = 32.8 * (1.00 + 0.12 + 0.31 / 2) = -41.8 \text{ kNm/m}}$$

Contemporaneamente all'azione d'urto si considera agente a 0.30 m dal bordo del cordolo una fila di ruote che supporta tutto il carico che provoca l'urto, schematizzabile con un carico di:

$$P/L = 160 / 10.0 = 16 \text{ kN/m}$$

con: $P = 160 \text{ kN}$ (peso del mezzo)

$L = 10.0 \text{ m}$ (lunghezza del mezzo)

Si ricavano dunque le sollecitazioni:

$$\mathbf{Mc.m.contemp. urto} = 16.0 \times (2.05 - 1.2 - 0.30) = 8.80 \text{ kNm/m}$$

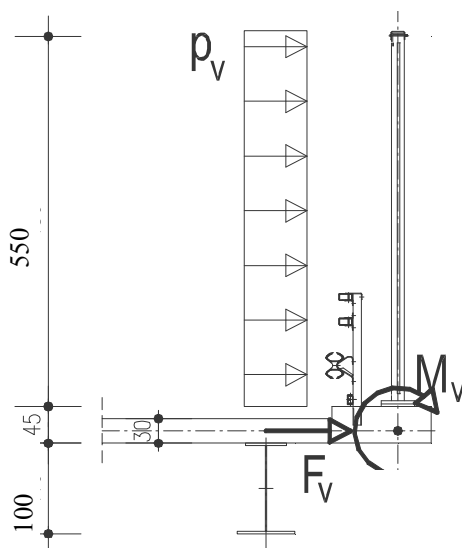
$$\mathbf{Vc.m.contemp. urto} = 16.0 \text{ kNm/m}$$

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 73 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

5.2.1.6 Carico del vento

A favore di sicurezza si assume l'azione del vento agente sulla barriera antirumore, con pressione pari a $p_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$.

Lo schema statico ed il caricamento relativo a tale azione è riportato nella figura seguente:



Schema dell'azione del vento sulla barriera

Si avranno le seguenti sollecitazioni:

$$N_{qv} = 2.50 \times 5.50 = 13.75 \text{ N/m}$$

$$M_{qv} = 13.75 \times (5.50/2 + 0.35 + 0.30/2) = 44.69 \text{ kNm/m}$$

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 74 DI 153

5.2.1.7 Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico

Nelle seguenti tabelle si riportano le sollecitazioni nelle sezioni significative, oggetto di verifica.

Le combinazioni sono fatte secondo i coefficienti del D.M. 2008:

SLU – UII Permanenti+urto: $1.35 \cdot G1 + 1.50 \cdot G2 + 1.50 \cdot Q_{urto} + 1.35 \cdot Q_{c.m. cont.}$

SLU – UII Permanenti+c.mobili: $1.35 \cdot G1 + 1.50 \cdot G2 + 1.35 \cdot Q$

SLU – Eccezionale: $1.0 \cdot G1 + 1.0 \cdot G2 + 1.0 \cdot Q + 1.0 \cdot Q_{urto}$

SLE – Comb TI: $1.0 \cdot G1 + 1.0 \cdot G2 + 1.0 \cdot Q$

1) Sezione sbalzo ext:

Carichi	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo assiale [kN]
Peso proprio predalles+getto (G1)	-20.01	17.33	
Carichi permanenti portati (G2)	-38.06	22.27	
Carichi mobili (Q)	-79.50	111.8	
Urto di veicolo (Q_{urto})	-41.80		32.79
Carico vento (Q_w)	-44.69		13.75
Carichi mobili contemporanei all'urto ($Q_{c.m. cont.}$)	-12.96	16.00	
Combinazioni			
SLU – UII – Permanenti + urto	-164.3	78.4	-49.3
SLU – UII – Permanenti + c.mobili + vento	-231.7	207.7	-12.4
SLU - Eccezionale	-179.4	151.4	32.79
SLE – TI	-137.6	151.4	

2) Sezione in campata:

Carichi	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo assiale [kN]
Peso proprio predalles+getto (G1)	4.94		
Carichi permanenti portati (G2)	6.86		
Carichi mobili (Q)	41.17		
Combinazioni			
SLU – UII	72.54		
SLE - TI	52.97		

3) Sezione in appoggio:

Carichi	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo assiale [kN]
Peso proprio predalles+getto (G1)	-8.18	14.03	
Carichi permanenti portati (G2)	-5.08	8.29	
Carichi mobili (Q)	-65.53	107.14 (*)	
Combinazioni			
SLU – UII	-107.13	176.01	
SLE - TI	-78.79	129.46	

(*) Non si considera il valore del taglio pari a 143.20 kN in quanto valore di picco.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 75 DI 153

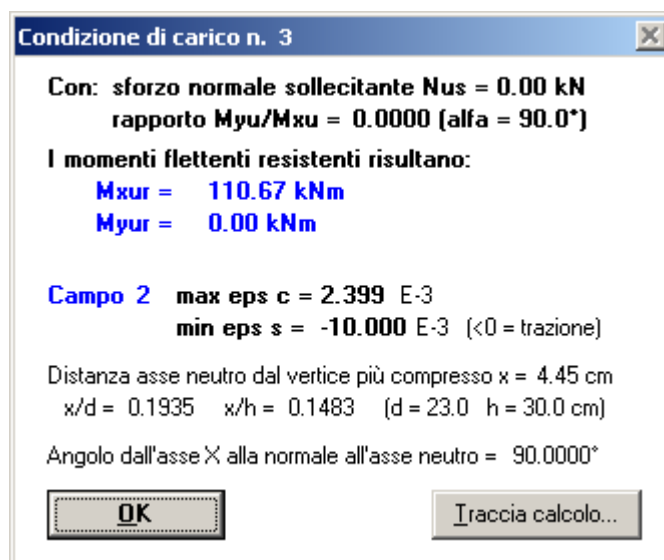
5.2.1.8 Verifiche di resistenza

Le verifiche vengono eseguite trascurando la presenza dei ferri del traliccio, considerando come armature efficaci sia i ferri inferiori integrativi inseriti nelle predalle sia i ferri in opera.

Quanto segue fa riferimento ad una sezione di verifica di base unitaria ed altezza pari allo spessore complessivo della soletta, compresa la predalle.

Verifica a flessione nella sezione di campata (Momento positivo max)

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1Φ22/12.5'' (A _s '=30.40cm ²)
Copriferro armatura superiore (cm)	5.00cm
Armatura Intradosso	1Φ20/25'' (A _s =12.56cm ²)
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00
Momento agente (kNm)	72.54



La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento flettente sollecitante è inferiore al momento ultimo:

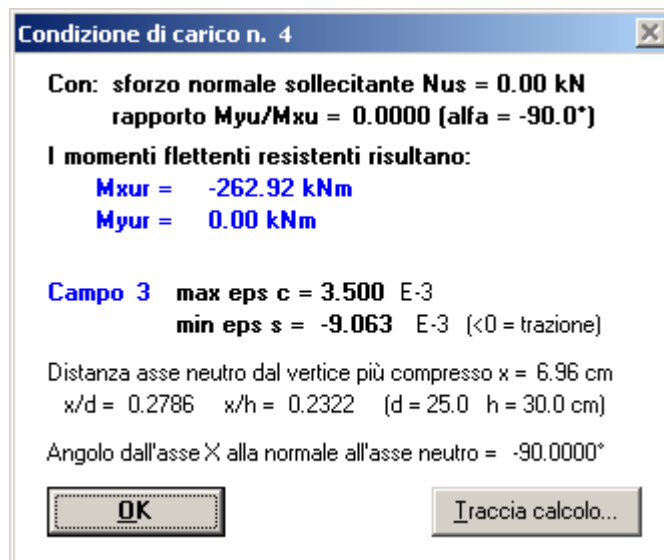
$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

Verifica a flessione nella sezione in appoggio (Momento negativo min)

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1Φ22/12.5'' (A _s '=30.40cm ²)

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 76 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

Copriferro armatura superiore (cm)	5.00cm
Armatura Intradosso	1Φ20/25'' (A _s =12.56cm ²)
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00
Momento flettente (kNm)	-107.13
Taglio (kN)	176.01



La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento flettente sollecitante è inferiore al momento ultimo:

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

Verifica a taglio nella sezione in appoggio:

Si riportano di seguito i calcoli di verifica dello stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti:

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 77 DI 153

V _{Sd}	176.01	kN
N _{Sd}	0.00	kN
R _{ck}	45.00	N/mm ²
f _{ck}	37.35	N/mm ²
γ _c	1.50	
f _{cd}	21.17	N/mm ²
f _{yd}	391.30	N/mm ²
b _w	1000	mm
h	300	mm
d	250	mm
φ	22	mm
n°	8	
A _{sI}	3040	mm ²
ρ _I	0.012	
σ _{cP}	0.000	N/mm ²
k	1.894	
v	0.558	
V _{Rdc,min}	202.76	kN
V _{Rdc}	139.43	kN
V _{Rd}	202.76	kN

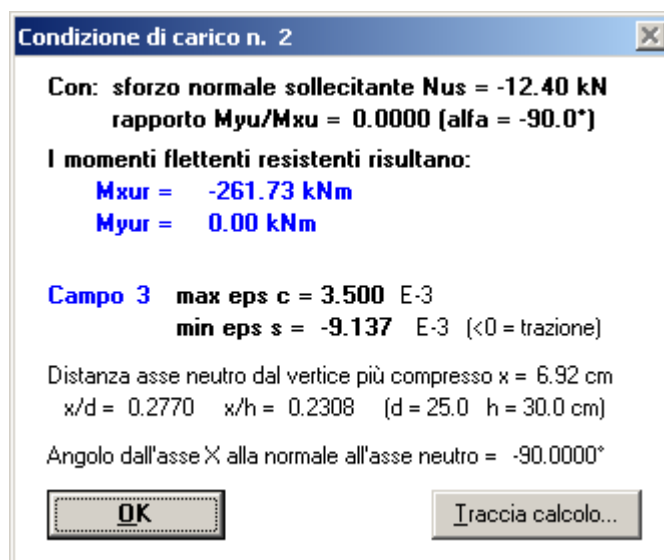
La verifica risulta soddisfatta in quanto il taglio sollecitante è inferiore al taglio ultimo:

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

Verifica a flessione nella sezione dello sbalzo:

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1Φ22/12.5'' (A _s '=30.40cm ²)
Copriferro armatura superiore (cm)	5.00cm
Armatura Intradosso	1Φ20/25'' (A _s =12.56cm ²)
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00
Momento flettente (kNm)	-231.7
Sforzo assiale	12.4
Taglio (kN)	207.7

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 78 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	



La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento flettente sollecitante è inferiore al momento ultimo:

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

Verifica a taglio nella sezione dello sbalzo:

V_{Sd}	207.67	kN
N_{Sd}	0.00	kN
R_{ck}	45.00	N/mm^2
f_{ck}	37.35	N/mm^2
γ_c	1.50	
f_{cd}	21.17	N/mm^2
f_{yd}	391.30	N/mm^2
b_w	1000	mm
h	300	mm
d	250	mm
ϕ	22	mm
n°	8	
A_{sl}	3040	mm^2
ρ_l	0.012	
σ_{cP}	0.000	N/mm^2
k	1.894	
v	0.558	
$V_{Rdc, min}$	202.76	kN
V_{Rdc}	139.43	kN
V_{Rd}	202.76	kN

La verifica si considera soddisfatta in quanto lo schema di carico a mensola dello sbalzo fornisce risultati a favore di sicurezza rispetto alla condizione reale di trave continua:

$$V_{Ed} \sim V_{Rd}$$

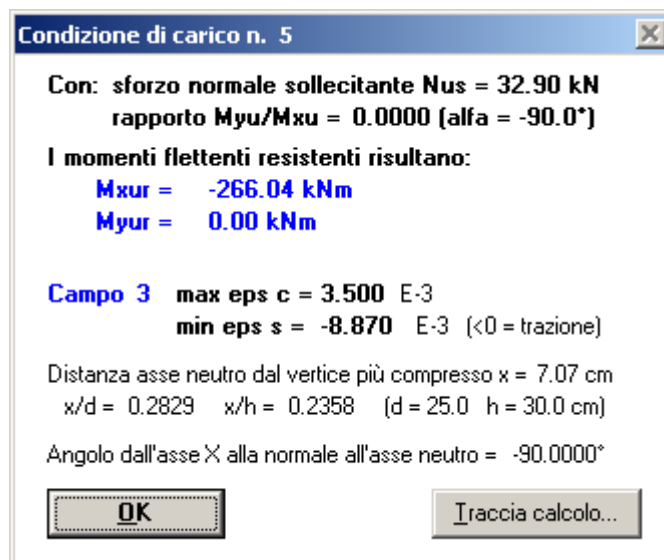
SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 79 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

5.2.1.9 Verifica in condizioni eccezionali: urto di veicolo in svio

Viene considerata una condizione di carico eccezionale (SLU) nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal Secondo Schema di Carico, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso.

Verifica a tensoflessione nella sezione dello sbalzo:

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1Φ22/12.5'' (A _s '=30.40cm ²)
Copriferro armatura superiore (cm)	5.00cm
Armatura Intradosso	1Φ20/25'' (A _s =12.56cm ²)
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00
Momento flettente (kNm)	-179.4
Sforzo assiale	32.79
Taglio (kN)	151.4



La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento flettente sollecitante è inferiore al momento ultimo:

$$M_{Sd} < M_{Rd}$$

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	<small>CODIFICA DOCUMENTO</small> A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	<small>FOGLIO</small> 80 DI 153

5.2.2 VERIFICHE IN DIREZIONE LONGITUDINALE

5.2.2.1 Verifiche di resistenza (slu)

Si rimanda al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, dove sono riportate le verifiche delle sezioni miste acciaio-clt dell'impalcato.

In particolare si nota che la tensione massima del calcestruzzo è sempre inferiore alla tensione limite $f_{cd} = 21.16 \text{ N/mm}^2$, a cui corrisponde la deformazione al limite elastico per un calcestruzzo di classe $R_{ck} 45$.

Armatura longitudinale prevista in soletta:

estradosso 1 Φ 20/25''

intradosso 1 Φ 20/25''

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	81 DI 153

5.3 TRAVERSI

5.3.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

La sezione degli elementi è composta per saldatura e presenta le seguenti dimensioni:

Altezza tot trave in acciaio	650 mm
Ala superiore	250x15
Anima	15x620
Ala inferiore	250x15
Momento inerzia flessionale	105410 cm ⁴
Momento inerzia torsionale	126.0 cm ⁴
Modulo resistente elastico	3243.0 cm ³
Interasse traversi	5.46 m

5.3.2 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Il momento flettente nella sezione di mezzeria del traverso dovuto ad un carico p nastriforme (distribuito lungo una linea) viene calcolato con la distribuzione di Massonet:

$$M = \frac{4 \cdot p \cdot b \cdot i}{\pi} \left[\mu(9) \sin \frac{\pi x}{2a} + \frac{\mu(39)}{3} \sin \frac{3\pi x}{2a} + \frac{\mu(59)}{5} \sin \frac{5\pi x}{2a} \right]$$

dove:

b = la semi-larghezza della piastra ortotropa equivalente (20.4/2 = 10.2 m)

i = l'interasse traversi (7.90 m)

μ = i coefficienti calcolati per l'eccentricità del carico

x = la distanza del traverso dall'appoggio

a = la semi-luce dell'impalcato (L/2 = 15.8/2 = 7.90 m)

Tutti i traversi hanno le medesime caratteristiche geometriche quindi si procederà alla verifica del solo traverso di mezzeria in quanto è quello maggiormente sollecitato. Non si considera la collaborazione con la soletta superiore.

Massimo momento positivo

Si ottiene disponendo verso l'asse centrale dell'impalcato la colonna di carico più pesante affiancata dalla corsia numero 2 del primo schema di carico proposto dalle NTC 2008:

Corsia 1: $M_{1col} = 3032.54$ kN che equivale ad un carico distribuito pari a:

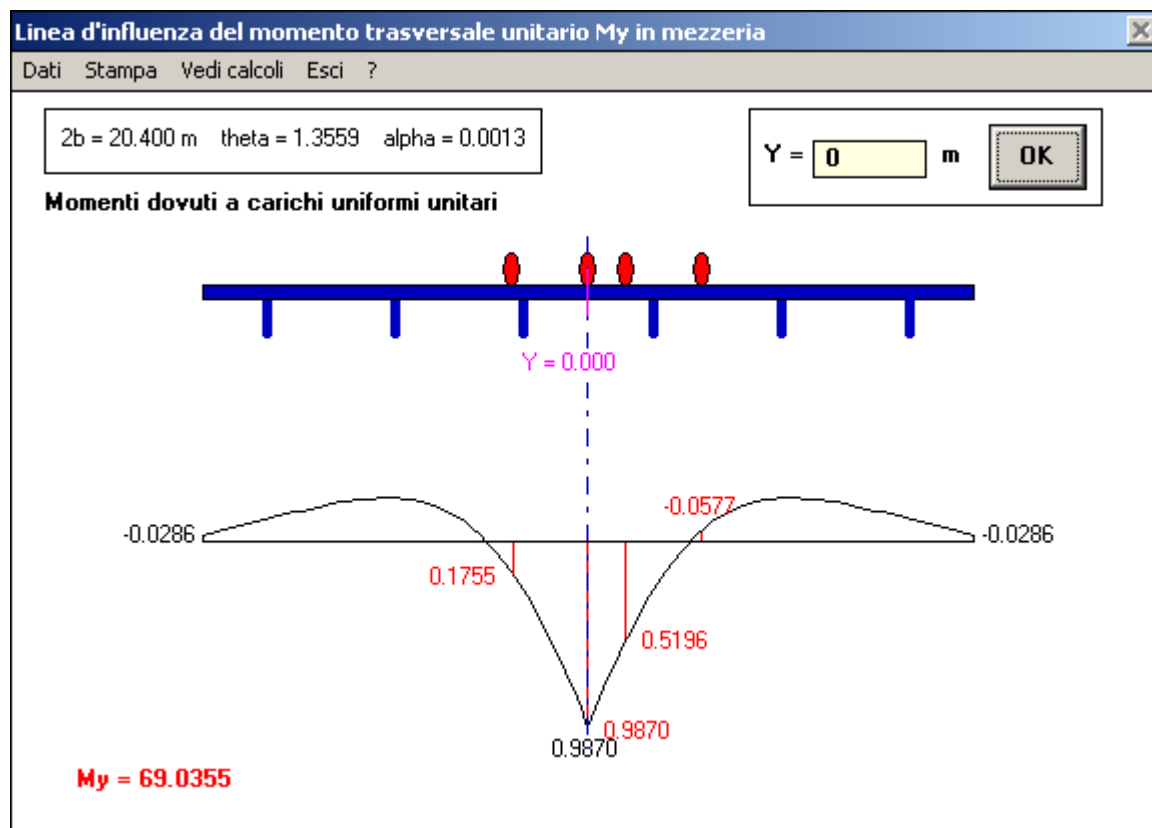
$$q_{equ,1col} = 8 \cdot M/l^2 = 97.18 \text{ kN/m} : 2 = 48.60 \text{ kN/m}$$

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 82 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

Corsia 2: $M_{2col} = 1694.04$ kN che equivale ad un carico distribuito pari a:

$$q_{equ,2col} = 8 \cdot M/l^2 = 54.29 \text{ kN/m} : 2 = 27.15 \text{ kN/m}$$

Si considera sia la corsia 1 presa singolarmente sia entrambe le corsie affiancate.



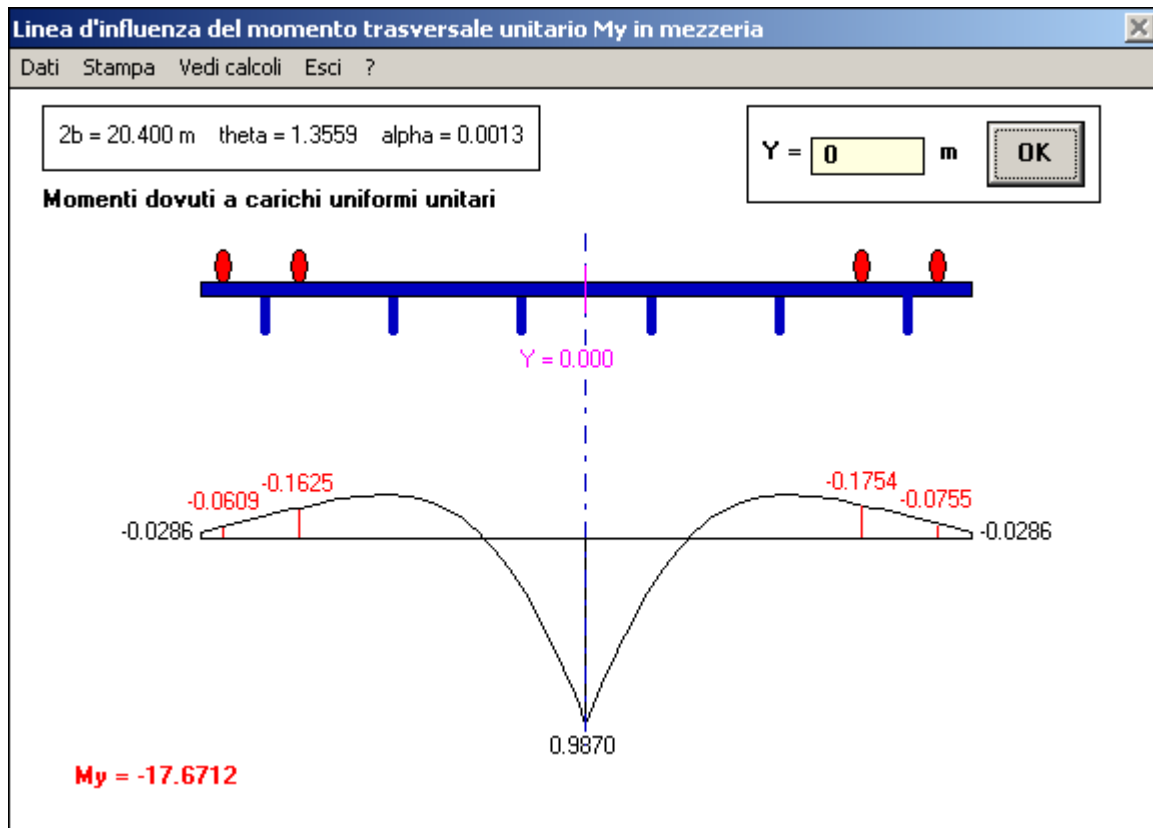
Dall'analisi della lastra ortotropa con il metodo di Massonet si ricava dunque:

$$M = 69.05 \cdot 7.90 = 545.50 \text{ kNm}$$

Massimo momento negativo

Si ottiene disponendo ai bordi dell'impalcato le due colonne di carico considerate in precedenza per il calcolo del massimo momento positivo (corsia numero 1 e numero 2).

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 83 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	



Dall'analisi della lastra ortotropica con il metodo di Massonet si ricava dunque:

$$M = -17.70 \cdot 7.90 = -139.83 \text{ kNm}$$

5.3.3 VERIFICHE DI RESISTENZA

La verifica di resistenza si esegue con il metodo elastico (§ 4.3.4.2.1 NTC):

Sollecitazioni massime allo stato limite ultimo:

$$M_{sd} = 1.35 \cdot 545.5 = 736.5 \text{ kNm}$$

Verifica di resistenza allo stato limite ultimo:

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{3243 \cdot 355}{1.05} = 3585 \cdot 355 / 1.05 = 1212 \text{ kNm} > M_{sd}$$

Tensione massima nell'acciaio:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{sd}}{W_{el}} = \frac{919.9 \cdot 10^6}{3243 \cdot 10^3} = 736.5 / 3858 \cdot 1000 = 152.2 \text{ N/mm}^2 < f_{yk} / 1.05 = 338.0 \text{ N/mm}^2$$

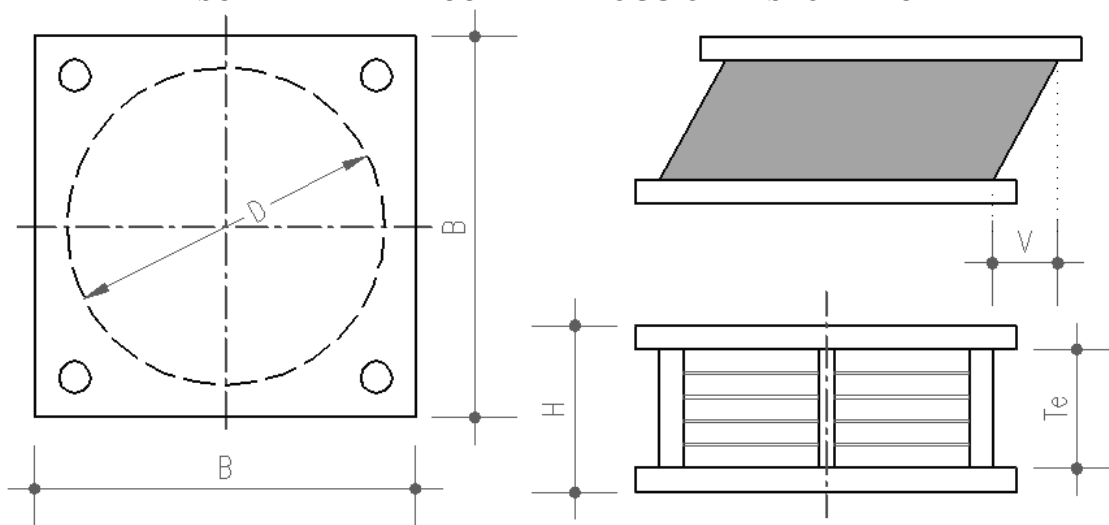
SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 84 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

6 RELAZIONE DI CALCOLO APPOGGI

Per effettuare i calcoli di verifica si farà riferimento ad appoggi tipo HDRB della ditta "ALGA" precisando che tale riferimento è solo indicativo, in quanto questi apparecchi sono ormai prodotti dalle principali ditte del settore.

Le caratteristiche dimensionali e meccaniche degli apparecchi previsti sono descritte negli schemi e tabelle successive.

SCHEMA APPARECCHI DI APPOGGIO ELASTOMERICI



CURVA G/γ



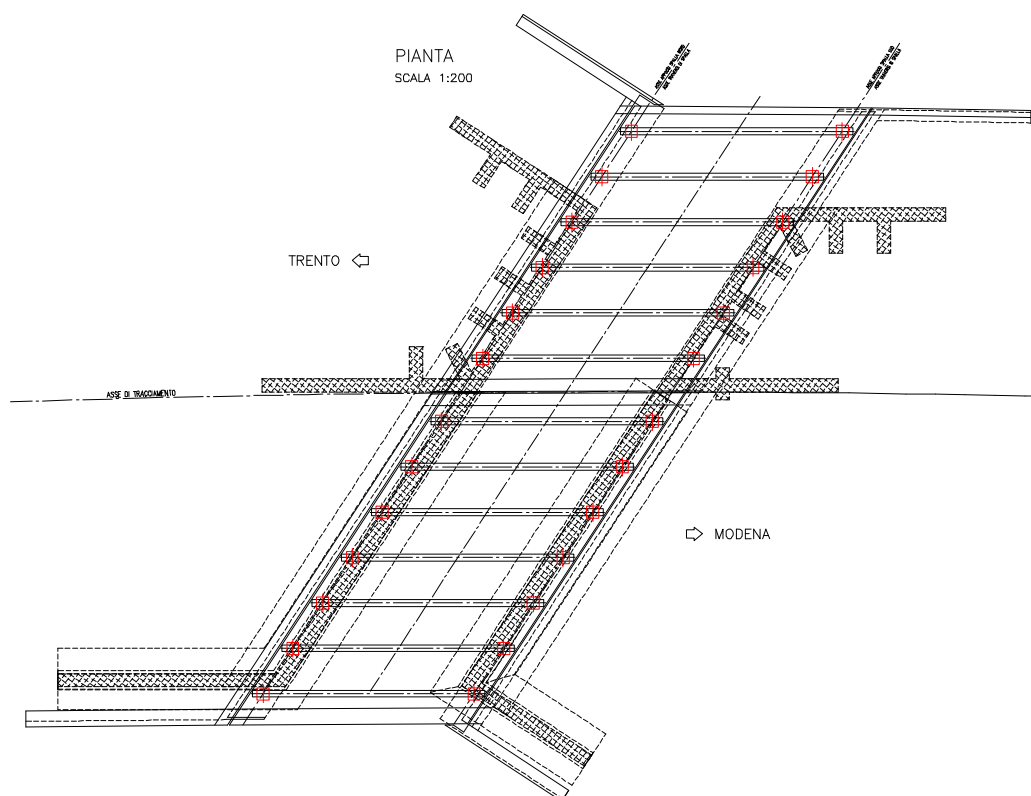
TAN GAMMA

Variatione relativa della rigidità in funzione della deformazione tangenziale
Relative variation of stiffness as a function of shear strain (shear deformation)

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 85 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

Caratteristiche fisico-meccaniche delle mescole Rubber compound physical-mechanical characteristic		Mescola / Compound			
		Normale nd / Normal nd	Morbida / Soft	Normale / Normal	Dura / Hard
Durezza / Hardness	Shore A3	50±3	40±3	60±3	76±3
Resistenza a rottura / Tensile strength	N/mm²	20	20	20	18
Allungamento a rottura / Tensile strain	%	600	750	600	500
Modulo di elasticità G / G Modulus	N/mm²	0,9	0,4	0,8	1,4
Smorzamento viscoso equivalente del solo elastomero / Equivalent viscous damping	%	4	10	10	16
Smorzamento viscoso equivalente dell'intero isolatore / Equivalent viscous damping	%	30<	10	10	16
Isolatore corrispondente / Corresponding Isolator		LRN	LRS / HDS	HDN	HDH

Per l'opera in progetto si prevede il seguente schema di disposizione degli appoggi, con isolatori sismici elastomerici ad alta dissipazione di caratteristiche riportate di seguito:



Schema appoggi

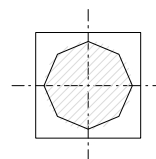
SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 86 DI 153

Si prevede l'impiego di un dispositivo tipo HDH D350 B400

CARATTERISTICHE APPARECCHI DI APPOGGIO

<i>Carico verticale max (SLU)</i>	<i>Deformazione max</i>	<i>Dimensioni</i>			
F_z (kN)	V (mm)	D (mm)	H (mm)	B (mm)	T_e (mm)
3500	170	350	198	400	84

APPOGGI TIPO A



DATI APPARECCHI DI APPOGGIO

DISPOSITIVI DI APPOGGIO SU SPALLA

Tipo di appoggio	HDH D350
Spostamento orizzontale massimo in sisma (S.L.U.)	150 mm
Coefficiente di smorzamento equivalente (ξ)	0.16 mm
Diametro gomma (ϕ)	350 mm
Altezza totale (H)	198 mm
Piastra di base (Z)	400 mm
Modulo di elasticità G (per scorrimento del 100%)	1.4 MPa

CARATTERISTICHE FISICO MECCANICHE HDRB

<i>Durezza</i>	<i>Resistenza a rottura</i>	<i>Allungamento a rottura</i>	<i>Modulo G (scorrimento 100%)</i>	<i>Smorzamento viscoso equivalente</i>
Shore A3	N/mm ²	%	N/mm ²	%
75 ± 3	18	500	1.4	16

6.1 AZIONI SUGLI APPOGGI

Si effettua il dimensionamento per gli appoggi della via nord.

N. travi	n = 6
Luce di calcolo	L = 15.80m
Retrotrave	R = (0.80m di acciaio, 1.00 di soletta)
Larghezza impalcato	B = 21.37m

6.1.1 CARICHI STATICI

Dalla relazione di calcolo dell'impalcato risulta che il carico massimo sull'appoggio più caricato è:

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 87 DI 153

CARICHI	SLE	γ	SLU	γ_{SISM}	SISMA
Peso proprio struttura (G_1)	99.54 kN	1.35	134.38 kN	1.00	99.54 kN
Peso proprio soletta (G_1)	257.15 kN	1.35	347.15 kN	1.00	257.15 kN
Carichi permanenti (G_2)	117.21 kN	1.5	175.82 kN	1.00	117.21 kN
Carichi mobili (Q)	664.35 kN	1.35	896.87 kN	0	0.00
TOTALE	1138.25 kN		1554.22 kN		473.90 kN

6.1.2 SISMA

Il calcolo che segue ha un carattere orientativo, in linea con le premesse convenute di seguire la normativa precedente (D.M. 14/01/08); tuttavia è stato effettuato con lo scopo di vedere l'adeguatezza del sistema di vincolo previsto, anche con riferimento alle normative tuttora in fase sperimentale.

L'elastomero che realizza questi apparecchi ha un comportamento non lineare diventando più deformabile (minor modulo G) ad elevati scorrimenti (γ può superare il 100%).

Pertanto l'individuazione delle grandezze che intervengono nei calcoli ad interpretare il funzionamento in fase sismica, fra loro collegate da legami non lineari, parte da ipotesi di tentativo essenzialmente sul periodo proprio del sistema, o sulle deformazioni di scorrimento.

Lo smorzamento equivalente per questo tipo di appoggio è pari a:

$$\xi = 0.16 = 16\%$$

Avremo quindi

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} = 1.392$$

Secondo quanto detto in precedenza ipotizziamo, per lo svolgimento dei calcoli, uno scorrimento dell'appoggio pari a:

$$\gamma_{sis} = 100\% \Rightarrow G_{100\%} = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

Le rigidezze degli appoggi saranno pari a:

$$K_i = \text{rigidezza del singolo appoggio} = 1.60 \text{ kN/mm}$$

$$K = \text{rigidezza totale degli appoggi} = K_i * 2 * 6 = 19.20 \text{ kN/mm}$$

La massa dell'impalcato è pari a:

CARICHI	SLE	Luce calcolo	Massa
Peso proprio struttura (G_1)	64.11 kN/m	17.40	1115.5 kN
Peso proprio soletta (G_1)	165.62 kN/m	17.80	2948.0 kN
Carichi permanenti (G_2)	75.49 kN/m	17.80	1343.7 kN
TOTALE	305.2 kN/m		5407.2 kN

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 88 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

Il periodo proprio dell'impalcato sarà quindi pari a:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{M/K} = 1.05 \text{ s}$$

Di seguito si riporta lo spettro per lo stato limite ultimo SLV, per il calcolo delle sollecitazioni che l'impalcato trasmette alle sottostrutture attraverso gli appoggi, e lo spettro per lo stato limite ultimo SLC per il calcolo dello spostamento massimo ed il dimensionamento del dispositivo d'appoggio.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.258 g
F_o	2.406
T_C	0.287 s
S_S	1.000
C_C	1.000
S_T	1.000
q	1.225

Parametri dipendenti

S	1.000
η	0.816
T_B	0.096 s
T_C	0.287 s
T_D	2.634 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.258
$T_B \leftarrow$	0.096	0.508
$T_C \leftarrow$	0.287	0.508
	0.398	0.365
	0.510	0.285
	0.622	0.234
	0.734	0.198
	0.845	0.172
	0.957	0.152
	1.069	0.136
	1.181	0.123
	1.292	0.113
	1.404	0.104
	1.516	0.096
	1.628	0.089
	1.739	0.084
	1.851	0.079
	1.963	0.074
	2.075	0.070
	2.186	0.067
	2.298	0.063
	2.410	0.060
	2.522	0.058
$T_D \leftarrow$	2.634	0.055
	2.699	0.053
	2.764	0.052
	2.829	0.052
	2.894	0.052
	2.959	0.052
	3.024	0.052
	3.089	0.052
	3.154	0.052
	3.219	0.052
	3.284	0.052
	3.349	0.052
	3.414	0.052
	3.479	0.052
	3.545	0.052
	3.610	0.052
	3.675	0.052
	3.740	0.052
	3.805	0.052
	3.870	0.052
	3.935	0.052
	4.000	0.052

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 89 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: **SLC**

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.285 g
F_o	2.381
T_c	0.289 s
S_s	1.000
C_c	1.000
S_T	1.000
q	1.225

Parametri dipendenti

S	1.000
η	0.816
T_B	0.096 s
T_C	0.289 s
T_D	2.739 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.285
$T_B \leftarrow$	0.096	0.554
$T_C \leftarrow$	0.289	0.554
	0.406	0.395
	0.523	0.307
	0.639	0.251
	0.756	0.212
	0.873	0.184
	0.989	0.162
	1.106	0.145
	1.223	0.131
	1.339	0.120
	1.456	0.110
	1.573	0.102
	1.689	0.095
	1.806	0.089
	1.923	0.083
	2.039	0.079
	2.156	0.074
	2.272	0.071
	2.389	0.067
	2.506	0.064
	2.622	0.061
$T_D \leftarrow$	2.739	0.059
	2.799	0.057
	2.859	0.057
	2.919	0.057
	2.979	0.057
	3.039	0.057
	3.099	0.057
	3.159	0.057
	3.219	0.057
	3.279	0.057
	3.339	0.057
	3.400	0.057
	3.460	0.057
	3.520	0.057
	3.580	0.057
	3.640	0.057
	3.700	0.057
	3.760	0.057
	3.820	0.057
	3.880	0.057
	3.940	0.057
	4.000	0.057

Lo spettro di risposta elastico è quindi dato dall'espressione

$$S_e(\text{SLC}) = 0.16g$$

La forza sismica complessiva è quindi pari a

$$F_{\text{sis}} = M \cdot S_e = 5407.2 \text{ kN} \cdot 0.16 = 865.2 \text{ kN}$$

$$F_{\text{sis},i} = \text{forza sismica sul singolo appoggio} = 865.2 / (2 \cdot 6) = 72.10 \text{ kN}$$

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 90 DI 153

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto a questa forza sarà pari a

$$\Delta L_{\text{sis}} = F_{\text{sis},i} / K_i = 72.10/1.60 = 45.06\text{mm}$$

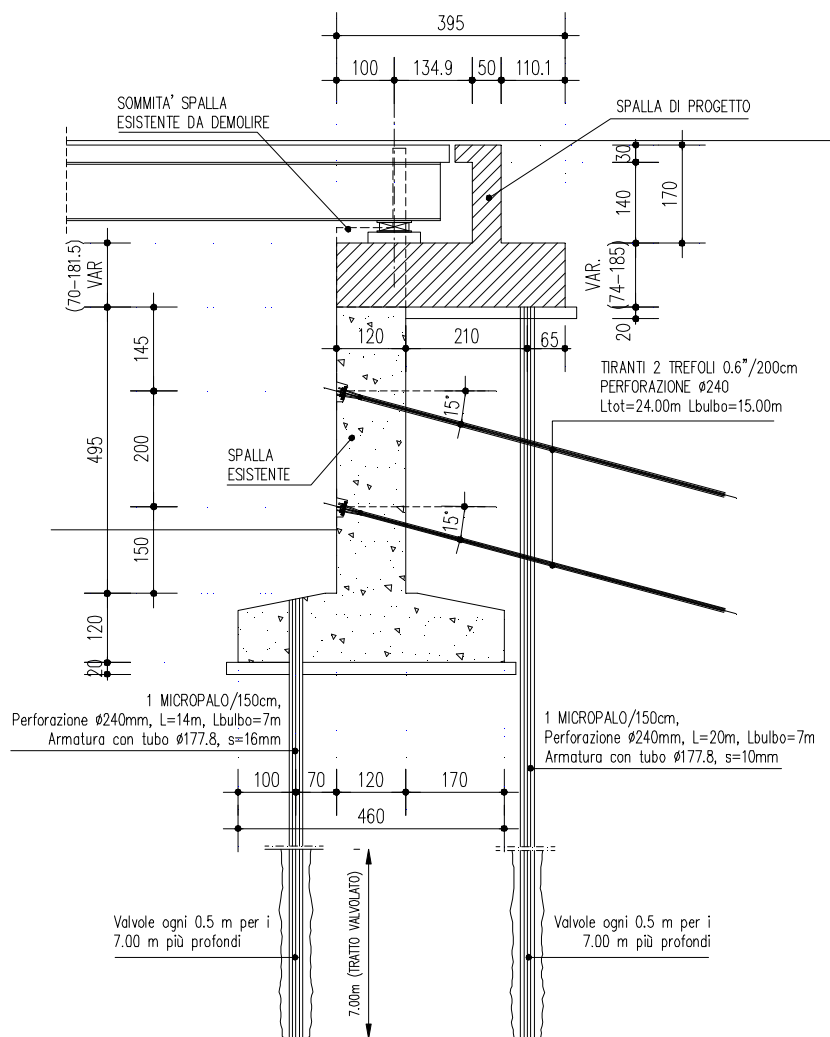
$$\gamma_{\text{sis}} = \Delta L_{\text{sis}} / T_e = 45.06/84 = 0.55 = 55\%$$

Come si nota l'entità dello scorrimento calcolato coincide sostanzialmente con il valore ipotizzato inizialmente, il che assicura sulla correttezza dei calcoli effettuati.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 91 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

7 RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE - CONSOLIDAMENTO FUSTO ESISTENTE

7.1 DATI RELATIVI ALLA SPALLA



Paraghiaia

altezza paraghiaia	(m)	1.70
spessore paraghiaia	(m)	0.50
distanza asse paraghiaia da filo anteriore fusto	(m)	0.00
lunghezza paraghiaia	(m)	54.50

Spalla di progetto

altezza fusto	(m)	1.85
spessore fusto	(m)	3.95
lunghezza fusto	(m)	54.50

Spalla esistente

altezza fusto	(m)	6.15
spessore fusto	(m)	1.20

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 92 DI 153

lunghezza fusto (m) **54.50**

7.1.1 DATI RELATIVI AL TERRENO

peso specifico terreno	γ (kN/m ³)	19.00
angolo di attrito interno terreno di monte	ϕ (°)	35.00
angolo di attrito terreno-muro	δ (°)	0.00
inclinazione muro rispetto alla verticale θ	θ (°)	0.00
inclinazione terrapieno rispetto all'orizzontale β	β (°)	0.00
Carico accidentale sul terrapieno ad impalcato carico	(kN/m ²)	9.00
Carico accidentale sul terrapieno ad impalcato scarico	(kN/m ²)	20

7.1.2 DATI RELATIVI ALLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

Paraghiaia

passo micropali	(m)	1.50
diametro esterno perforazione micropali	(m)	0.24
lunghezza micropali	(m)	20.00

Fondazione spalla esistente,, spalla novae muri di risvolto

passo micropali	(m)	1.50
diametro esterno perforazione micropali	(m)	0.24
lunghezza micropali	(m)	14.00

7.2 DATI PER ANALISI SISMICA

L'analisi sismica è stata condotta secondo il metodo dell'Analisi Statica Equivalente.

Come si è già ripetuto la struttura della spalla deve conservare sotto l'azione sismica un comportamento elastico, quindi senza innesco di sistemi dissipativi (cerniere plastiche stabili). Le verifiche sismiche delle spalle da ponte possono essere eseguite applicando l'azione sismica (azione statica equivalente) indipendentemente nelle due direzioni orizzontali, rispettivamente trasversale e longitudinale e combinandole successivamente tra di loro.

Gli effetti massimi generati dalle due componenti sismiche ai fini delle verifiche di resistenza allo SLU, possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto:

$$\gamma_1 \times E + G_k + P_k$$

Le combinazioni delle azioni dovute alle due componenti orizzontali sono ottenute utilizzando come azione di progetto (§ 7.3.5), la combinazione più sfavorevole tra:

$$E_L = A_{EL} + 0.30 A_{ET}$$

$$E_T = A_{ET} + 0.30 A_{EL}$$

Per il calcolo delle forze d'inerzia agenti sulla spalla, vengono considerati i contributi di tutte le sue parti nonché del terreno imbarcato.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 93 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

7.2.1 COMBINAZIONI DI CARICO

1A) Carichi elementari combinazione A1-M1 (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)

$$\gamma_{G1} * G1 + \gamma_{G2} * G2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

1B) Carichi elementari combinazione A2-M1 (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)

$$\gamma_{G1} * G1 + \gamma_{G2} * G2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_2 * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_3 * Q_{k3} + \dots$$

2A) Carichi elementari combinazione sismica (terreno non defattorizzato e spinta attiva) (A1M1)

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

2B) Carichi elementari combinazione sismica (terreno non defattorizzato e spinta attiva) (A2M1)

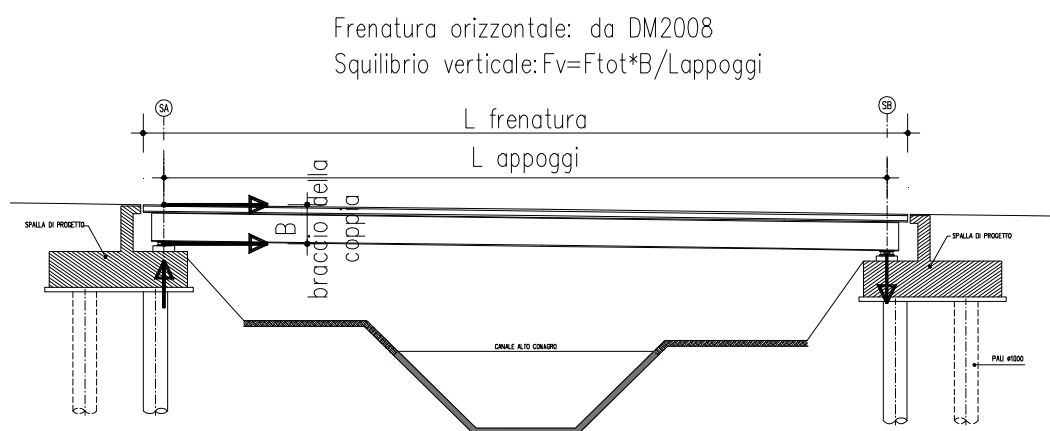
$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

7.2.2 SOLLECITAZIONI AGENTI

7.2.2.1 Azione di frenamento

AZIONE DI FRENAMENTO		<i>Tipo di appoggio</i>		
Lunghezza della zona caricata L	m	15.78	Appoggio Fisso solo su questa Spalla	forza applicata a quota appoggio ed in corrisp. ruote corsia n.1 (+X)
Categoria di Ponte (mettere 1 o 2):		1		201.30
Frenatura totale (cap.5.1.3.5 DM2008)	kN	402.61		18.75
Squilibrio di frenatura (mettere Si/No):		si		Squilibrio applicato a quota appoggio ed in corrisp. ruote corsia n.1 (+Z)

L'impalcato trasmette questa azione alla spalla tramite gli appoggi. Tale azione genera uno squilibrio verticale schematizzato nel disegno seguente:



SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.		
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC		FOGLIO 94 DI 153

7.3 VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Si esegue la verifica dello sbalzo della fondazione per la lunghezza di un metro (1 micropalo).

7.3.1 CARICHI SUI PALI

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base del plinto ed i carichi massimi e minimi sui pali.

	H	N	e"	M"	P _{⊥sx}	P _{⊥dx}
	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(kNm/m)	(kN)	(kN)
peso paraghiaia		21.3	1.30	27.63	17.5	3.7
peso spalla di progetto		182.7	0.68	124.2	122.4	60.3
peso spalla esistente		184.5	-0.70	-129.2	60.0	124.5
peso terreno		38.4	2.10	80.7	39.4	-1.0
peso del sovraccarico vert.		32.0	1.85	59.2	30.8	1.2
spinta del terreno orizz.	32.4		-1.18	-38.4	-9.6	9.6
spinta del sovraccarico orizz.	19.2		-1.78	-34.2	-8.5	8.5
SENZA IMPALCATO	51.7	458.9	0.20	90.1	252.0	206.9
peso impalcato		138.2	-0.30	-41.4	58.7	79.4
ΔT, fluage, ritiro	9.1		3.50	31.9	8.0	-8.0
PONTE SCARICO	60.8	597.0	0.13	80.5	318.6	278.4
carichi mobili (MAX N)		28.4	-0.30	-8.5	12.1	16.3
frenata	14.9		-3.67	-54.9	-13.7	13.7
PONTE CARICO CON FRENATA TIII	75.7	625.4	0.03	17.1	317.0	308.4

Sforzi assiali massimi sui pali nelle combinazioni A1 e A2:

	N _{Sd}	M _{Sd}	A1		A2	
			P _{⊥sx}	P _{⊥dx}	P _{⊥sx}	P _{⊥dx}
SENZA IMPALCATO	51.7	458.9	347.9	282.1	267.6	212.4
PONTE SCARICO	0.0	0.0	436.8	379.8	334.3	283.9
PONTE CARICO+FRENATA	0.0	-13.7	432.5	422.4	332.1	322.9

7.3.2 VERIFICA DI PORTANZA DEI PALI

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2): Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1).

Si prevede una lunghezza dei micropali di fondazione del paraghiaia e di consolidamento del fusto esistente pari a L=20.00m, mentre per il fusto di nuova costruzione e per la fondazione dei risvolti la lunghezza è prevista di 14.00m.

Si assumono i seguenti parametri del terreno:

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 95 DI 153

da quota 0.00m a quota -30.00m	scisto alterato
Peso di volume γ_t	20 kN/m ³
Angolo di attrito Φ	35
Coesione c	0 N/mm ²

Caratteristiche del palo:

Diametro perforazione:	$D_p =$	240	mm	($\alpha = 1.2$)
Lunghezza del palo:	$L =$	14.0	m	
Lunghezza tratto "portante":	$L_Q =$	7.0	m	
Tipologia palo:		IRS - Iniezione ripetuta (Tubfix)		
Carico massimo in testa al palo:	$Q =$	0	kN	
Peso proprio del palo:	$G =$	23	kN	

Stratigrafia e caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione:

Strato	Quote stratigrafiche		Spessore strato (m)	Spessore coll. Δz (m)	Res. lat. s (kN/m ²)	As (m ²)	ΔQ_s (kN)
	z_i (m)	z_f (m)					
1	0.0	30.0	30.0	7.0	200	6.33	1 267

Verifica secondo l'Approccio 1 del D.M. 14/01/2008

Combinazione 1 (A1+M1+R1):

Carico sollecitante di calcolo:	$Q_{Sd} =$	436.8	kN	
Resistenza laterale caratteristica:	$Q_{sk} =$	1 267	kN	
Resistenza di base caratteristica:	$Q_{bk} =$	0	kN	
Coeff. parziale della resistenza laterale:	$\gamma_{Rs} =$	1.00		
Coeff. parziale della resistenza di base:	$\gamma_{Rb} =$	1.00		
Fattore di correlazione:	$\xi =$	1.70		
Resistenza totale di calcolo:	$Q_{Rd} =$	745 kN	\geq	437 kN

Combinazione 2 (A2+M1+R2):

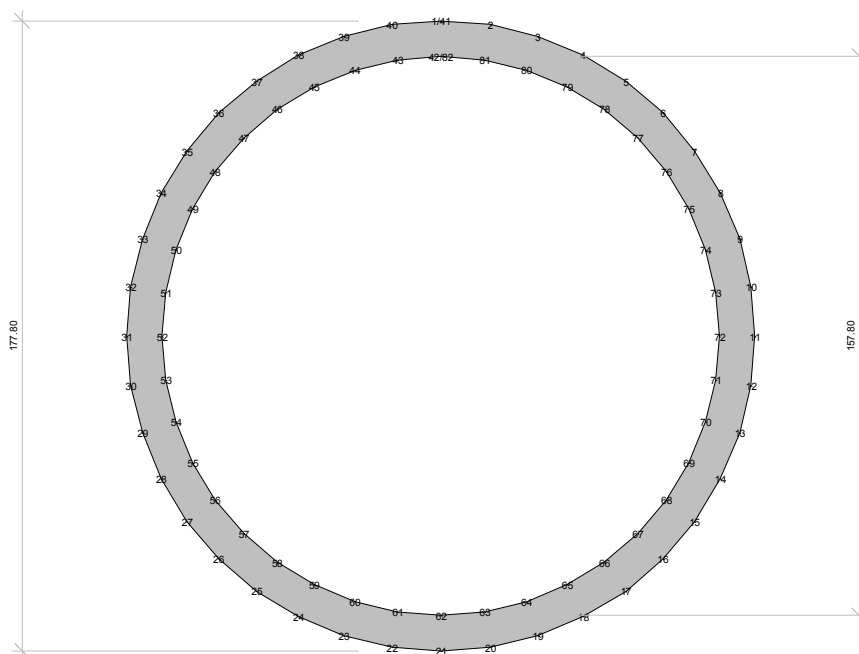
Carico sollecitante di calcolo:	$Q_{Sd} =$	334.3	kN	
Resistenza laterale caratteristica:	$Q_{sk} =$	1 267	kN	
Resistenza di base caratteristica:	$Q_{bk} =$	0	kN	
Coeff. parziale della resistenza laterale:	$\gamma_{Rs} =$	1.45		
Coeff. parziale della resistenza di base:	$\gamma_{Rb} =$	1.70		
Fattore di correlazione:	$\xi =$	1.70		
Resistenza totale di calcolo:	$Q_{Rd} =$	514 kN	\geq	334 kN

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 96 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

7.3.3 VERIFICA ARMATURA DEI PALI

Caratteristiche dei pali:

Diametro palo - perforazione	$\phi =$	24,00	cm	
Area palo	$A_p =$	$\pi \phi^2 / 4 =$	452.16	cm ²
Armatura - tubo Fe510	$A_d =$	$\phi 177.8 \text{mm}$	8130	mm ²
Spessore - tubo	$s =$	10	mm	



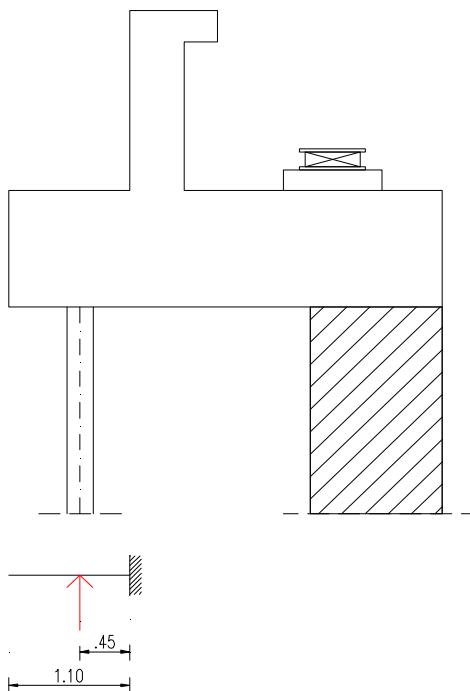
Verifica dell'armatura dei pali:

Diametro palo - perforazione	24	cm	
Area palo	452.39	cm ²	
Diametro armatura - tubo	17.78	cm	
Armatura - tubo Fe 511	52.72	cm ²	
Spessore tubo	10	mm	
f_{yk}	450	Mpa	
	17.78	25.92	sez classe 1
N_{Sd}	436.8	kN	
$N_{c,Rd}$	2259.25	kN	> N_{Sd}

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 97 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

7.3.4 VERIFICA DEL PLINTO

Sbalzo anteriore



$$M = -436.8 \times 0.45 = 196.5 \text{ kNm/m}$$

con: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 70 \text{ cm}$ (h minima), $d = 65 \text{ cm}$, $A_s = (5\phi 20)/\text{m} = 15.71 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($n=15$)

$f_{ck} = 0.83 \times 40 = 33.20 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica a compressione del cls ($R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$)

$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.81 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo a compressione del cls

$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$ tensione di calcolo per acciaio B450C ($f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$)

risulta:

Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0.00 \text{ kN}$
 rapporto $M_{yu}/M_{xu} = 0.0000$ (alfa = 90.0°)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 384.61 \text{ kNm}$
 $M_{yur} = 0.00 \text{ kNm}$

Campo 2 max eps c = 1.184 E-3
 min eps s = -10.000 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 6.88 \text{ cm}$
 $x/d = 0.1058$ $x/h = 0.0983$ ($d = 65.0$ $h = 70.0 \text{ cm}$)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = 90.0000°

La verifica risulta soddisfatta poiché $M_{Sd} < M_{Rd}$.

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 98 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

$$V_{sd} = 436.8 \text{ kN/m}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione con armature trasversali resistenti al taglio; in particolare si prevedono staffe ϕ 12 a 6 braccia al metro con passo 20 cm:

V_{sd}	436.8 kN
Rck	30 N/mm ²
f_{yd}	391 N/mm ²
h	700 mm
d	630 mm
b_w	1000 mm
Asl	1570 mm ²
σ_{cP}	0 N/mm ²
A_{sT}	678.24 mm ²
s	200 mm
k	1.56
v	0.34
ctg θ	1
$V_{Rd,cls}$	217.20 kN
$V_{Rd,ta-tra}$	751.82 kN
$V_{Rd,ta-compr}$	2000.09 kN
V_{Rd}	751.82 kN

La verifica risulta soddisfatta poiché $V_{sd} < V_{Rd}$.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 99 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

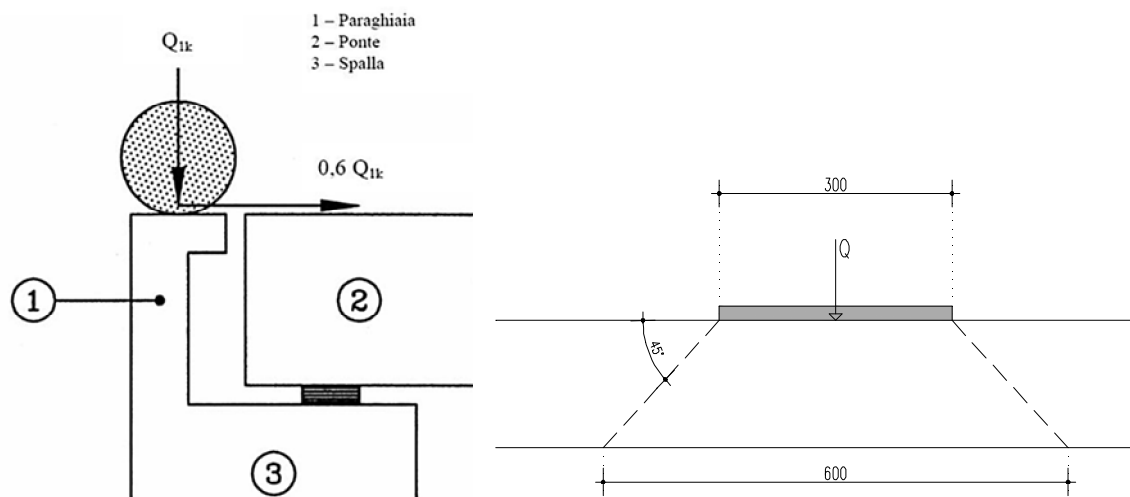
7.4 VERIFICA DEL PARAGHIAIA

Il calcolo delle sollecitazioni viene istituito con riferimento alla condizione di massimo sovraccarico sul rilevato che secondo quanto prescritto nelle "Istruzioni al DM 2008" §C5.1.3.3.7.1-2.

Sul paraghiaia agiscono le seguenti forze:

Peso proprio paraghiaia:	$25\text{kN/m}^3 \times 0.5 \times 1.70 =$	21.25	kN/m	
Coeff. spinta a riposo:	$1 - \text{sen}(35^\circ) =$	0.426		
Spinta terreno:	$0.5 \times 19\text{kN/m}^3 \times 0.426 \times 1.70^2 =$	11.70	kN/m	$e = 1.7/3 = 0.57\text{m}$
Spinta del sovraccarico:	$20\text{kN/m}^2 \times 0.426 \times 1.70 =$	14.48	kN/m	$e = 1.7/2 = 0.85\text{m}$
$M_{\text{max,SLU}}$	$1.5 \times 11.70 \times 0.57 + 1.5 \times 14.48 \times 0.85 =$	28.5	kNm/m	

Per quanto riguarda i carichi da traffico, si considera un'azione longitudinale di frenamento, applicata alla testa del paraghiaia, pari a 180 kN ($0.6 \times Q_{1k}$) concomitante con un carico verticale di 300 kN, secondo quanto previsto dal p.to C5.1.3.3.7.2. Queste azioni, considerate distribuite sulla larghezza di ingombro convenzionale della colonna di carico (3.00 m), sono state ripartite a 45° sull'altezza del paraghiaia.



Carichi da traffico su muri paraghiaia

Risulta quindi:

$$l_{\text{RIP}} = 3.00 + 1.50 \times 2 = 6.00 \text{ m}$$

$$V_{\text{sd}} = 180\text{kN} / 6.00\text{m} = 30 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{sd}} = 180\text{kN} / 6.00\text{m} \times 1.50\text{m} = 45 \text{ kNm/m}$$

$$N_{\text{sd}} = 300\text{kN} / 6.00\text{m} = 50 \text{ kN/m}$$

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 100 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

7.4.1 VERIFICHE AGLI SLU

Verifica a flessione:

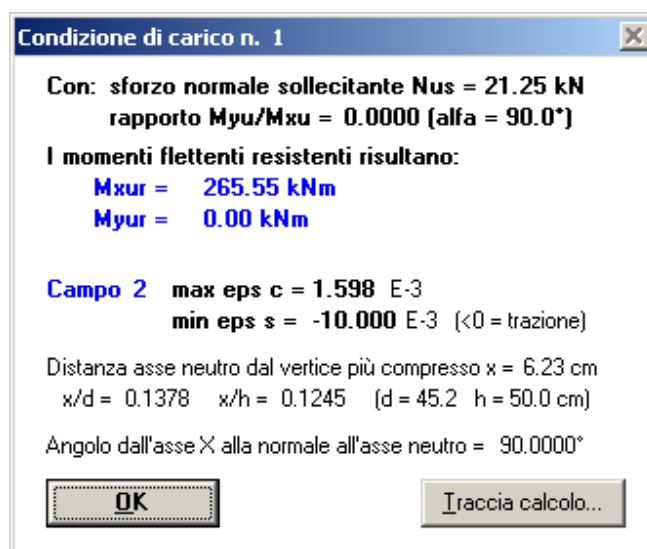
$$N_{Sd,min} = 1.0 \times 21.25 = 21.25 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sd,max} = 21.23 + 1.5 \times 45 = 88.73 \text{ kNm/m}$$

Si verifica l'armatura del paragliaia con:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 50 \text{ cm}, d = 45.20 \text{ cm}, A_s = A'_s = (5\phi 20)/m = 15.71 \text{ cm}^2/m \text{ (n=15)}$$

Si ottiene:



La verifica risulta soddisfatta poiché $M_{Sd} < M_{Rd}$.

Verifica a taglio:

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.5 \times (11.70 + 14.48 + 30) = 84.27 \text{ kN/m}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio:

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 101 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

V_{Sd}	84.27 kN
R _{ck}	30 N/mm ²
f _{yd}	391 N/mm ²
h	500 mm
d	450 mm
b _w	1000 mm
A _{sl}	1570 mm ²
σ _{cP}	0 N/mm ²
A _{ST}	0 mm ²
s	0 mm
k	1.67
v	0.38
ctgθ	1
V _{Rd,cls}	185.01 kN

La verifica risulta soddisfatta poiché $V_{Sd} < V_{Rd}$.

7.4.2 VERIFICHE AGLI SLE

Verifica tensionale:

$$N_{\min} = 21.25 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = 11.70 \times 0.57 + 14.48 \times 0.85 + 45 = 64 \text{ kNm/m}$$

Le tensioni corrispondenti alle sollecitazioni calcolate sono:

$$\sigma_c = 2,24 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 0,45 \times 0,83 \times 35 = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 92.5 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 0,80 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

dove per la verifica della tensione nel calcestruzzo è stato adottato il limite più restrittivo corrispondente alla combinazione quasi permanente, a favore di sicurezza.

Verifica di fessurazione

Come previsto al §4.1.2.2 della C.M. 2/2/2009, la verifica di fessurazione è stata condotta per via indiretta adottando come limite di apertura delle fessure quello corrispondente a condizioni ambientali ordinarie, armatura poco sensibile [tab 4.1.IV – NTC]:

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	<small>CODIFICA DOCUMENTO</small> A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	<small>FOGLIO</small> 102 DI 153

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

Per la combinazione frequente si ha: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$.

Il limite di tensione nell'acciaio teso è dato da:

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre [mm]		
	$w_3 = 0.4 \text{ mm}$	$w_2 = 0.3 \text{ mm}$	$w_1 = 0.2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Interpolando, per $\phi = 20 \text{ mm}$ si ha $\sigma_{s,max} = 182 \text{ MPa}$.

Per lo stato tensionale precedentemente calcolato si ha: $\sigma_s = 92.5 \text{ MPa} < \sigma_{s,max}$

La verifica risulta soddisfatta.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	103 DI 153

7.5 VERIFICA DEI TIRANTI A SUPPORTO DELLA SPALLA ESISTENTE

Poiché non è possibile effettuare alcuna verifica della spalla esistente, non conoscendone le relative armature, nel progetto si è previsto di attribuire tutte le azioni orizzontali ad un sistema a doppio ordine di tiranti.

Di seguito si riporta la verifica di tali tiranti.

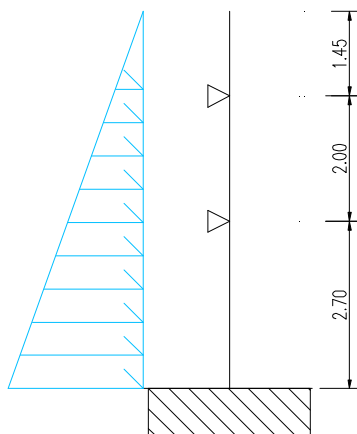
7.5.1 CALCOLO DEL TIRO MASSIMO

L'azione esterna che compete ai tiranti è data dalla somma delle seguenti forze orizzontali, agenti sul muro della spalla stessa o derivanti dall'impalcato:

- spinta del terreno imbarcato a monte,
- spinta del sovraccarico considerato,
- forza dovuta alla frenata,
- forza per variazione termica.

Si è considerata la spalla nord, essendo quella ad altezza maggiore, da cui si ricava il maggior tiro sui tiranti.

Schema statico del muro della spalla esistente con tiranti:



Dai calcoli si ricava che la massima sollecitazione orizzontale di progetto agente su un tirante vale: 302 kN (comb. sismica).

7.5.2 VERIFICA DEI TIRANTI

Si assumono tiranti permanenti, in quanto la loro vita utile sarà superiore a 2 anni.

Si assume come lunghezza minima della fondazione del tirante la più grande fra quelle che soddisfano le seguenti verifiche:

aderenza malta-terreno (che definisce la lunghezza di fondazione)

aderenza malta-corrugato

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.		
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC		FOGLIO 104 DI 153

aderenza malta-acciaio.

Inoltre, secondo la norma UNI EN 1537/2002, per dimostrare che la fondazione è in grado di sopportare il carico di progetto con adeguato margine di sicurezza deve verificarsi che la trazione nel tirante NSLU durante la vita prevista per la struttura rimanga inferiore al limite $NSLU \leq 0.65 Ptk$, dove Ptk è la resistenza caratteristica a trazione dell'armatura (in questo caso trefoli).

DATI DI INPUT:

Terreno: ghiaia

Tirante tipo: 3 trefoli da 0.6"

Diametro trefolo: $d_{tre} =$ 13.3 (mm)

Numero trefoli: $n =$ 3

Area singolo trefolo At: 140 (mm²)

Area complessiva dell'acciaio ($A = n \cdot A_t$): 420 (mm²)

Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$ $Deq =$ 23.12 (mm)

Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk}) 1860 (Mpa)

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)\%$) 1670 (Mpa)

Adesione malta-acciaio e malta-corrugato: $\tau_{cls} =$ 1.66 (Mpa)

coefficienti parziali		Azioni		Resistenza
		permanenti	variabili	
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	γ_a
Stato limite ultimo permanenti	●	1.00	1.30	1.20
Stato limite ultimo temporanei	○	1.00	1.30	1.10
Tensioni ammissibili (permanenti)	○	1.00	1.00	2.50
Tensioni ammissibili (temporanei)	○	1.00	1.00	2.00
definiti dal progettista	○	1.10	1.20	1.30

n	1	2	3	4	≥5	T.A.	altro
ξ_3	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60	1.00	1.27
ξ_4	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55	1.00	1.12

N_G Azione permanente sul tirante: 302 kN

N_Q Azione variabile sul tirante: 0 kN

N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$): 302 kN

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 105 DI 153

Aderenza Malta -Terreno	$L = Nt / (Ds \cdot \pi \cdot s_d)$
-------------------------	-------------------------------------

D (cm) Diametro della perforazione =	140	(mm)
α (-) Coeff. moltiplicativo =	1.2	
Ds (cm) Diametro di calcolo ($Ds = \alpha \cdot D$) =	168	(mm)
$s_{k, med}$ (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno =	0.31	(Mpa)
$s_{k, min}$ (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno =	0.26	(Mpa)
s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno =	0.12	(Mpa)
$s_d = \text{Min}(s_{med} / \xi_3 \gamma_s ; s_{min} / \xi_4 \gamma_s)$		
L1 =	4.75	(m)

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 106 DI 153

Aderenza Acciaio - Malta $L = Nt / (d \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

d (cm) somma dei diametri dei fili, trefoli, barre, contenuti in una unica guaina

d = n*dtre : 39.9

γ coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici, e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi

$\gamma =$ 2

Tabella 1 - Valori di γ per diversi tipi di tirante

TIPOLOGIA	γ
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1.3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1.7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2.5

δ = coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina di perforazione

$\delta =$ 0.81

Tabella 2 - valori di δ per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4	5	6
δ	1	0.89	0.81	0.72	0.63	0.55

n	7	8	9	10	11	12
δ	0.48	0.42	0.36	0.32	0.28	0.24

n.b.: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione

Tabella 3 - valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

n	1	2	3	4
δ	1	0.8	0.6	0.5

Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.

$L3 =$ 0.90 (m)

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 107 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

L lunghezza della fondazione (bulbo)

$$L = \max(L_1, L_2, L_3) = 4.75 \quad (\text{m})$$

Verifica a trazione dell'armatura

$$N_k = N_G + N_Q = 302 \quad (\text{kN})$$

$$\text{UNI EN 1537} \quad N_k \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t = 507.78 \quad (\text{kN})$$

Verifica soddisfatta.

7.5.3 VERIFICA GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Dalle NTC §6.6.2 si legge:

Nei tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli di acciaio armonico, nel rispetto della gerarchia delle resistenze, si deve verificare che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

Calcolo resistenza caratteristica a sfilamento di ciascun tirante:

$$\text{Lunghezza ancoraggio adottata } L = 7.00 \text{ m}$$

$$\text{diametro di perforazione } \phi_{\text{perf}} = 240 \text{ mm}$$

$$\text{tensione ultima di adesione malta-terreno } \tau_{sk} = 0.12 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza allo sfilamento } R_{\text{sfilam}} = (\pi \phi_{\text{perf}} L) \tau_{sk} = 633.4 \text{ kN}$$

Calcolo resistenza caratteristica a snervamento di ciascun tirante:

$$\text{numero trefoli } n = 3$$

$$\text{res caratteristica a trazione di un trefolo } R_{tk} = A_t f_{ptk} = 140 \text{ mm}^2 \times 1860 \text{ N/mm}^2 = 260 \text{ kN}$$

$$\text{coeff parziali per tiranti permanenti} = 1.2$$

$$\text{Resistenza allo snervamento } R_{\text{snerv}} = n R_{tk} / \gamma = 3 \times 260 / 1.2 = 650 \text{ kN}$$

$R_{\text{sfilam}} < R_{\text{snerv}} \rightarrow$ La gerarchia delle resistenze è soddisfatta.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 108 DI 153
	<small>CODIFICA DOCUMENTO</small> A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

8 VERIFICA MURI DI RISVOLTO SPALLA NORD

8.1 CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

Le opere in oggetto hanno le fondazioni che ricadono sul rilevato autostradale. Tale rilevato è costituito da materiali appartenenti ai gruppi A₁, A₂, A₃ della classifica C.N.R.-U.N.I. 10006/1963, messi in opera a strati di uniforme spessore, non eccedente cm 50.

I rilevati per tutta la loro altezza presentano i requisiti di densità riferita alla densità massima secca AASHTO modificata non inferiore al 90% negli strati inferiori ed al 95% in quello superiore (ultimi 30 cm). Inoltre per tale ultimo strato, che costituisce il piano di posa della fondazione stradale, si ha un modulo di compressibilità M_E, definito dalle Norme Svizzere (SNV 670317), il cui valore, misurato in condizioni di umidità prossima a quella di costipamento, al primo ciclo di carico e nell'intervallo di carico compreso fra 0,15 e 0,25 N/mm², non è inferiore a 50 N/mm².

Tali caratteristiche portano ad assegnare al materiale di rilevato i seguenti parametri:

Peso di volume	$\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\phi = 35 \div 37^\circ$
Coesione a lungo termine	$C = 0$
Coesione apparente a breve termine	$C' = 8 \div 10 \text{ kPa}$

Tali valori risultano confermati sia dal comportamento delle varie opere realizzate nel corso degli anni lungo il tracciato sia dalle caratteristiche del materiale dei primi metri dei sondaggi geognostici realizzati per l'esecuzione di opere particolari.

Per quanto riguarda le caratteristiche dei terreni assunti in fase di verifica, in seguito ad approfondite analisi conseguenti ai sondaggi realizzati lungo l'asta autostradale, si è considerato prudenzialmente per il terreno spingente (terreno 1):

Peso di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\phi = 35^\circ$
Angolo di attrito terreno-fondazione	$\delta = 0^\circ$

e per il terreno di fondazione (terreno 2):

Peso di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\phi = 30^\circ$
Angolo di attrito terreno-fondazione	$\delta = 30^\circ$

8.2 METODO DI CALCOLO E NORMATIVA

Il calcolo, statico e dinamico, è stato effettuato secondo il metodo agli stati limite con l'ausilio del programma di calcolo automatico MAX versione 10.10 prodotto dalla Aztec Informatica srl (Casole Bruzio - CS).

I calcoli sono svolti secondo il metodo degli stati limite, facendo riferimento alle seguenti norme:

- D.M. 14 gennaio 2008: "Norme tecniche per le costruzioni";
- C.M. 02 febbraio 2009 n. 617: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 109 DI 153

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno è stato eseguito secondo le seguenti fasi:

- calcolo della spinta del terreno;
- verifica a ribaltamento;
- verifica a scorrimento del muro sul piano di posa;
- verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite) secondo il metodo di Vesic;
- verifica della stabilità globale con il metodo di Bishop.
- calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software utilizzato per il calcolo ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli, effettuando un confronto con le verifiche svolte con altri software e con semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni, permettendo di considerare il software idoneo all'utilizzo.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 110 DI 153

8.3 IMPOSTAZIONI DI ANALISI GEOTECNICA E STRUTTURALE

L'analisi strutturale e geotecnica dei muri è stata effettuata secondo l'approccio 1 considerando le combinazioni (A1+M1+R1), (A2+M2+R2) e (EQU+M2) previste dal p.to 6.5.3 del D.M. 14/01/2008 con i coefficienti parziali per i parametri del terreno e per le azioni riportati nelle tabelle che seguono.

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI DEL TERRENO			
PARAMETRO	COEFFICIENTE		
		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

COEFFICIENTI PARZIALI RELATIVI ALLE AZIONI (S.L.U.)				
AZIONE	γ	EQU	A1	A2
Permanente sfavorevole	γ_G	0.9	1.0	1.0
Permanente favorevole		1.1	1.3	1.0
Permanente non strutt. sfavorevole	$\gamma_{G, ns}$	0.0	0.0	0.0
Permanente non strutt. favorevole		1.5	1.5	1.3
Variabile sfavorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
Variabile favorevole		1.5	1.5	1.3

Nelle verifiche di capacità portante, scorrimento e ribaltamento è stato assunto $\gamma_R = 1.00$; per la verifica di stabilità globale $\gamma_R = 1.10$ (tabella 6.5.I p.to 6.5.3.1.1 D.M. 14/01/2008).

Come prescritto dalla normativa di riferimento le azioni A1 saranno associate sempre alle caratteristiche del terreno di tipo M1 e le azioni A2 saranno associate sempre alle caratteristiche del terreno di tipo M2; in particolare:

- per le verifiche strutturali è stata verificata la combinazione (A1+M1+R1);
- per la verifica a ribaltamento è stata verificata la combinazione (EQU+M2+R2);
- per la verifica a scorrimento è stata verificata la combinazione (A2+M2+R2);
- per la verifica di portanza sono state verificate entrambe le combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2), non potendo stabilire a priori la più gravosa.

Nelle verifiche riportate nei capitoli relativi ai singoli muri, per le condizioni (A1+M1+R1), (A2+M2+R2) e (EQU+M2+R2) sono state verificate le combinazioni:

- soli carichi permanenti in presenza di sisma;
- permanenti con urto, se presente;
- in caso di presenza di barriera antirumore, permanenti con vento in direzione concorde all'urto;
- in caso di presenza di barriera antirumore, permanenti con vento in direzione contraria all'urto.

Nei paragrafi 8.6.2 e **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** sono riportate le combinazioni di carico analizzate e i relativi coefficienti di combinazione.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 111 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

Si precisa che per il calcolo della spinta è stato applicato il metodo di Mononobe-Okabe che adotta le stesse ipotesi della teoria di Coulomb: un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Mette in conto inoltre l'inerzia sismica del cuneo in direzione orizzontale e verticale. Si rimanda al paragrafo 8.5.5 per i dettagli sull'applicazione del metodo.

Per la verifica di stabilità globale è stato adottato il metodo di Bishop, che prevede un coefficiente di sicurezza espresso dalla seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

La verifica a carico limite è stata condotta secondo la teoria di Vesic.

Per quanto riguarda l'analisi strutturale delle sezioni, sono state applicate le seguenti impostazioni:

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali:

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.60
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali : Aggressive
 Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature: Poco sensibile
 Valori limite delle aperture delle fessure
 $w_1 = 0.20$
 $w_2 = 0.30$
 $w_3 = 0.40$
 Metodo di calcolo aperture delle fessure: Circ. Min. 252 (15/10/1996)

I risultati delle verifiche non sono riportati in relazione; in tutti i casi le verifiche sono soddisfatte.

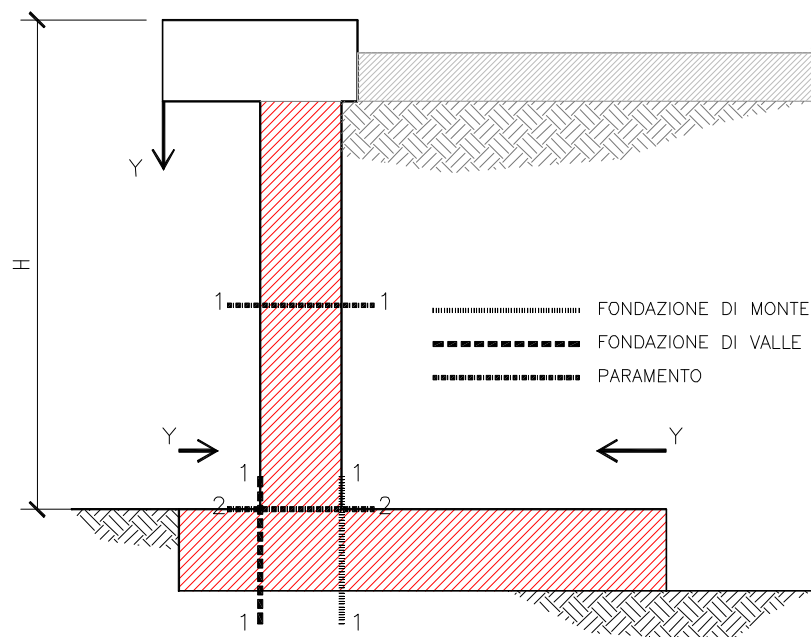
Verifica delle tensioni

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 112 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

Combinazione di carico: Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
 Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

In relazione sono riportate le verifiche strutturali per la combinazione più gravosa. In particolare sono evidenziati i dettagli solo delle sezioni critiche indicate in figura (mezzeria e base del paramento e sezione di incastro degli sbalzi di fondazione di valle e di monte). Il programma in realtà effettua le verifiche in dieci sezioni per ogni elemento strutturale, che si tralasciano però per brevità.

Si precisa che il momento ultimo e lo sforzo assiale ultimo sono calcolati considerando un meccanismo di rottura ad eccentricità costante. Individuato nel dominio di resistenza lo stato di sollecitazione (M, N) della sezione nella combinazione di carico analizzata, le sollecitazioni ultime riportate in relazione (M_u, N_u) corrispondono all'intersezione con il dominio di resistenza della retta passante per l'origine e per il punto che rappresenta lo stato di sollecitazione. Il fattore di sicurezza è uguale al rapporto tra la distanza dall'origine del punto che nel dominio di resistenza rappresenta lo stato ultimo e la distanza di quello che individua lo stato di sollecitazione.

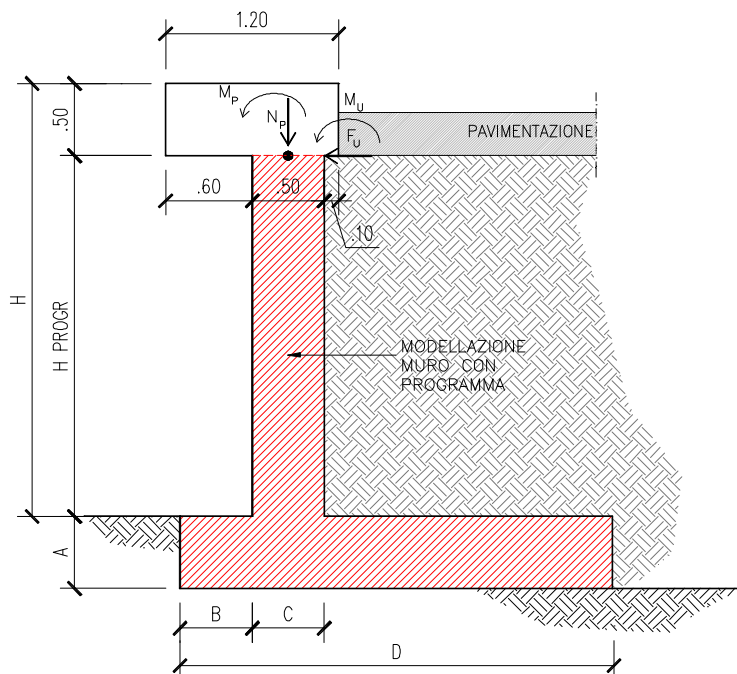


Si precisa che il programma MAX non permette di considerare un numero non intero di armature a metro lineare. Sono stati considerati quindi tre ferri a metro di diametro sufficiente per soddisfare le verifiche delle sezioni; in realtà tutti elementi strutturali saranno armati con ferri dello stesso diametro previsto nel programma ma con passo 30 cm; l'armatura inserita effettivamente sarà quindi superiore a quella considerata nelle verifiche.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 113 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

8.4 IMPOSTAZIONI DI MODELLAZIONE

Il criterio di modellazione adottato prevede l'inserimento nel programma dei muri come indicato in figura con tratteggio obliquo.



La modellazione del cordolo non è stata eseguita; si considera infatti la pavimentazione come un peso che genera quindi solo spinta orizzontale costante lungo l'altezza.

La modellazione del cordolo non è necessaria anche perchè le caratteristiche geometriche e di armatura dello stesso sono indipendenti dall'altezza del muro. È infatti previsto un cordolo di dimensioni 1.20x0.50m, le cui verifiche saranno oggetto di specifica analisi nel paragrafo **Errore**. **L'origine riferimento non è stata trovata.**

8.5 ANALISI DEI CARICHI

8.5.1 CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti strutturali considerati sono il peso proprio del muro ($\gamma_{CLS} = 25.0 \text{ kN/m}^3$), del terreno ($\gamma_t = 19.0 \text{ kN/m}^3$) e la spinta dello stesso (secondo le modalità descritte in precedenza).

I carichi permanenti non strutturali sono quelli di sicurvia (1.24 kN/m), pavimentazione ($\gamma_{PAV} = 22.0 \text{ kN/m}^3$), e barriera antirumore; vista la scarsa incertezza sull'entità del peso da attribuire agli elementi non strutturali, per questa tipologia di carico sono stati adottati gli stessi coefficienti dei carichi permanenti strutturali, come concesso dalla normativa (tabella 2.6.1).

Si precisa che per tenere conto del carico dovuto al pacchetto di pavimentazione è stato assunto un carico equivalente uniformemente distribuito pari a 6.60 kN/m^2 .

Il cordolo non è presente nella modellazione del muro nel programma; si tiene conto dello stesso considerando il suo peso come carico permanente sommato a quello del sicurvia e della barriera antirumore.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 114 DI 153

Si assume a favore di sicurezza l'analisi dei carichi relativa alla barriera con montanti di altezza pari a 5.50m che costituisce la massima altezza attualmente prevista dal piano antirumore relativo a tutto il tratto autostradale.

In particolare si assume:

peso profilato HEM 180	0.889	kN/m
elementi di fissaggio (per h montante)	0.120	kN/m
pannello fonoassorbente	1.575	kN/m
pannello in c.a. h=1.00m circa	3.728	kN/m
piastra acciaio e rinforzi (per montante)	0.643	kN

8.5.2 CARICHI VARIABILI

Si considera un carico variabile distribuito pari a 20 kN/m², rappresentante il carico veicolare transitante in prossimità del muro.

8.5.3 AZIONI ECCEZIONALI: URTO

In seguito all'urto di un veicolo pesante tutti i piantoni della barriera di un certo tratto subiscono una rilevante deformazione plastica. Pertanto il momento flettente massimo alla base di un piantone in fase d'urto si può calcolare come il momento limite di plasticizzazione:

$$M_{pl} = f_y W_{pl}$$

essendo: f_y = tensione di snervamento

$W_{pl} = 2 S_x$ = modulo di resistenza plastico

S_x = momento statico di metà sezione rispetto al baricentro

Riguardo al valore della tensione di snervamento f_y da impiegare nel calcolo di M_{pl} , si osserva che non è corretto assumere la tensione caratteristica, in quanto essa rappresenta il frattile di ordine 0.05 della distribuzione statistica, ossia il valore che ha una probabilità del 5% di essere minorato.

Poiché in questo caso l'azione è proporzionale a f_y , si deve invece considerare il frattile di ordine 0.95 (probabilità del 5% di essere maggiorato), come per i valori caratteristici delle azioni.

La formula per il calcolo del valore caratteristico (frattile di ordine 0.05) è:

$$f_k = f_m - k s$$

con: f_m = valore medio

s = scarto quadratico medio

k = fattore funzione del numero n di risultati sperimentali; per $n \rightarrow \infty$ $k=1.64$
(Tabella 11.3.IV del D.M. 14/01/08)

Il frattile di ordine 0.95 è invece dato da:

$$f'_k = f_m + k s = f_k + 2 k s$$

Quindi, per calcolare f'_k a partire da f_k è necessario conoscere lo scarto quadratico medio s .

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 115 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

Al punto 11.3.4.11.1.4 (verifica periodica) dello stesso D.M. si prescrive che il coefficiente di variazione percentuale dello snervamento per acciaio compreso tra S235 ed S355 sia pari all'8%.

Indicando tale coefficiente con p , si ha:

$$p = s / f_m \quad s = p f_m$$

$$f_k = f_m - k s = f_m - k p f_m = f_m (1 - k p)$$

da cui si ricava il valore medio f_m in funzione di f_k :

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.
 Il frattile di ordine 0.95 si può quindi calcolare con:

$$f'_k = f_m + k s = f_m + k p f_m = f_m (1 + k p) =$$

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

Con $k = 1.64$ ($n=\infty$) e $p = 0.08$ (S355) risulta pertanto:

$$k p = 1.64 \times 0.08 = 0.1312$$

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

Per l'acciaio S355J0WP (CORTEN A) con tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ si deve quindi considerare almeno:

valore medio	$f_{ym} = 1.15 \times 355 = 408 \text{ N/mm}^2$
frattile 0.95	$f_{yk} = 1.30 \times 355 = 461 \text{ N/mm}^2$

NOTA: da prove eseguite su paletti HE 100 A la tensione di snervamento è risultata compresa tra 403 e 431 N/mm^2 .

Per il piantone **HE 100 B**, avente modulo di resistenza plastico $W_{pl} = 2 \times 52.1 = 104 \text{ cm}^3$, il momento limite di plasticizzazione risulta pertanto:

$$M_{pl} = 461 \times 104 \times 10^{-3} = 47.9 \text{ kNm}$$

Essendo l'interasse dei piantoni $i = 1.33 \text{ m}$, il momento plastico per unità di lunghezza risulta:

$$M_{pl,i} = 47.9 / 1.33 = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Il D.M. 14/01/08 prevede al punto 5.1.3.10 quale azione relativa all'urto di un veicolo in svio una forza pari a **100 kN** applicata ad un'altezza di **1.00 m** dal piano viario.

Per non superare il momento limite di plasticizzazione del montante con la forza prevista dal D.M., supponendo che la cerniera plastica si formi a 5 cm dalla superficie superiore del cordolo e che questa sporga 20 cm dal piano viabile, tale forza deve ripartirsi su una lunghezza di barriera pari a:

$$l_{ripart.,pl} = 100.0 \times (1.00 - 0.20 + 0.05) / 35.9 = 2.37 \text{ m}$$

Tale larghezza corrisponde circa ad assumere la forza del D.M. distribuita su 0.50 m e ripartita a 45° a partire da un'altezza di 1.00 m dal piano viario. Alla quota della cerniera plastica infatti:

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 116 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO AI_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

$$I_{\text{ripart.}} = 0.50 + 2 \times 0.85 \tan 45^\circ = 2.20 \text{ m}$$

$$H_{\text{urto}} = 100.0 / 2.20 = 45.4 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{urto}} = 100.0 \times 0.85 / 2.20 = 38.6 \text{ kNm/m} \approx M_{\text{pl,i}} = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Essendo inoltre il momento calcolato maggiore di quello di plasticizzazione, la ripartizione risulta essere prudentiale.

In caso di urto, oltre alla forza orizzontale come da normativa, si considera agente a 0.30 m dal bordo del cordolo una fila di ruote schematizzabile con un carico di:

$$P/L = 160/10.0 = 16 \text{ kN/m}$$

con: $P = 160 \text{ kN}$ (peso del mezzo)

$L = 10.0 \text{ m}$ (lunghezza del mezzo)

8.5.4 VENTO

Il carico da vento è calcolato in accordo con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (p.to 3.3 D.M. 14/1/2008 e C.M. 2/2/2009) e sarà utilizzato per l'analisi delle sollecitazioni sulle barriere antirumore.

Di seguito si stimerà una pressione del vento adeguata a tutto il tracciato autostradale dell'A22, valida per tutte le barriere fino ad una altezza montante di 5,50m e interasse massimo di 2,66m.

Dati generali di ingresso:

- Regione:

	Vref,o	ao	Ka
zona 1 = Regione Trentino Alto Adige, Veneto	25	1000	0.010
zona 2 = Emilia Romagna	25	750	0.015

- Periodo di Ritorno (T_r) = 500 anni, a cui corrisponde un coefficiente correttivo $\alpha_R = 1.123$

- Classe di rugosità:

“ C “ Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni, ...)

“ D “ Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aree agricole, ...)

- Altezza s.l.m. di ubicazione dell'opera e corrispondente categoria di classificazione del luogo oggetto dell'intervento in funzione della rugosità

	Rugosità	
	C	D
fino a 500 m (da Modena a Chiusa)	III	II
da 500 a 750 m (da Chiusa a Vipiteno)	IV	III
maggiore di 750 m (da Vipiteno al Brennero)	IV	IV

- Densità dell'aria 1.25 kg/m^3

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 117 DI 153

Risultati generali:

Si può dire che, note le regioni e le quote s.l.m. del tracciato autostradale si identificano due casistiche per il calcolo della velocità di riferimento del vento

da Modena fino a circa Colle Isarco (fino a 1000 m.slm) le quote "as" (altezza s.l.m) sono inferiori ad "a₀", in questo caso la velocità di riferimento V_b sarà sempre la stessa:

$$V_b = V_{b,0} = 25.0 \text{ m/s}$$

da Colle Isarco al Brennero (1370 m.s.l.m.) le quote sono superiori ad "a₀", in questo caso la velocità massima di riferimento è variabile, V_b(a_s) e sarà:

$$V_b = V_{b,0} + K_a \cdot (a_s - a_0) = 28.70 \text{ m/s (per } a_s = 1370 \text{ m)}$$

La velocità di riferimento sarà poi incrementata del coefficiente α_R in funzione del tempo di ritorno (Tr) pari a 500 anni è pari a:

$$V_b (Tr=500\text{anni}) = V_b \cdot \alpha_R(Tr) \quad \text{dove} \quad \alpha_R(Tr) = 1.123$$

Dal passo del Brennero a Vipiteno si ha $V_b(Tr=500\text{anni}) = 28,70 \cdot 1,123 = 32,23 \text{ m/s}$ (Cat. IV)

Negli altri casi, da Modena a Vipiteno, si ha $V_b(Tr=500\text{anni}) = 25.00 \cdot 1.123 = 28.08 \text{ m/s}$ (Cat. II, III, IV)

- Coefficiente topografico C_t: come prescritto dalla normativa di riferimento si assume pari a 1.0 (C_t).

- Coefficiente di esposizione c_e (z): è funzione dell'altezza z dell'opera rispetto al suolo e della classificazione del luogo in cui verrà ubicata l'opera:

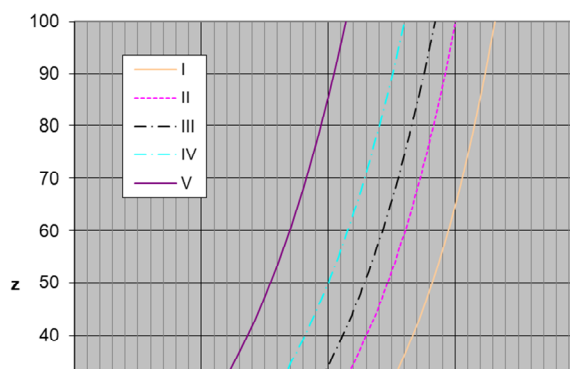
per z ≥

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo. = **Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.**
per z < z_{min}

Di seguito sono diagrammati i valori di c_{ev} in funzione di z per tutte le categorie di esposizione
Grafico del C_{ev} Coefficiente di esposizione

Ct = 1	Categoria di esposizione		
	II	III	IV
z	Cev(z)	Cev(z)	Cev(z)
1	1,801	1,708	1,634
2	1,801	1,708	1,634
3	1,801	1,708	1,634
4	1,801	1,708	1,634
5	1,929	1,708	1,634
6	2,037	1,817	1,634
7	2,130	1,912	1,634
8	2,212	1,995	1,634
9	2,286	2,070	1,712
	2,352	2,138	1,783



SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 118 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

10			
11	2,413	2,200	1,848
12	2,469	2,257	1,908
13	2,521	2,311	1,964
14	2,570	2,360	2,017
15	2,616	2,407	2,066
16	2,659	2,451	2,113
17	2,700	2,493	2,157
18	2,738	2,533	2,199
19	2,775	2,570	2,238
20	2,810	2,606	2,277

Assumendo $C_t = 1.0$, classe di rugosità più sfavorevole pari a "D", ipotizzando la categoria di esposizione più sfavorevole ("II") e valutando prudenzialmente il coefficiente C_e in corrispondenza della quota massima del manufatto ($z = 5.50 \text{ m} > z_{\min} = 4.00 \text{ m}$), si ottiene:

$C_e = 1.985$ (cat. II) valido nel tratto da Modena a Chiusa

$C_e = 1.764$ (cat. III) valido nel tratto da Chiusa a Vipiteno

$C_e = 1.634$ (cat. IV) valido nel tratto da Vipiteno al Brennero

- Pressione cinetica di riferimento (q_b):

in generale : $q_b = \frac{1}{2} \rho V_b(z)^2$

per il caso A) abbiamo $q_b = \frac{1}{2} \rho 28.08^2 = 492.8 \text{ N/m}^2$

per il caso B) abbiamo $q_b = \frac{1}{2} \rho 28.08^2 = 492.8 \text{ N/m}^2$

per il caso C) abbiamo $q_b = \frac{1}{2} \rho 32.23^2 = 649.2 \text{ N/m}^2$

- Pressione del vento (p):

$$p = q_b C_e C_p C_d$$

dove: c_p = coefficiente di pressione distinto per pressione interna ed esterna ($C_{pe}; C_{pi}$)

c_d = coefficiente dinamico (preso convenzionalmente pari a 1)

$q = q(z)$ con z = altezza massima manufatto da terra

Si adottano prudenzialmente come coefficienti di pressione i seguenti valori

sopravento	$C_{pe} = 0.8$
sottovento	$C_{pi} = 0.4$

La pressione del vento è quindi pari a:

per il caso A) abbiamo $p = 492,8 \times 1.985 \times (0,8+0,4) \times 1 = 1173 \text{ N/m}^2$

per il caso B) abbiamo $p = 492,8 \times 1.764 \times (0,8+0,4) \times 1 = 1043 \text{ N/m}^2$

per il caso C) abbiamo $p = 649,2 \times 1.634 \times (0,8+0,4) \times 1 = 1273 \text{ N/m}^2$

La pressione dinamica dovuta ai veicoli, come si ricava dalla UNI EN 1794-1, per traffico di veicoli all'aria aperta alla distanza di 3.0 metri dal dispositivo per la riduzione del rumore ed a velocità maggiori di 120 km/h vale: $p_{\text{veicolo}} = \pm 800 \text{ N/m}^2$

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 119 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO AI_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

Prudenzialmente si somma tale azione dinamica al carico del vento di progetto e si arrotonda per difetto;

per semplificare la pressione globale su tutto l'asse del Brennero viene assunta pari a :

$p_{\text{vento,CALCOLO}} = \pm 2.0 \text{ kN/m}^2$

8.5.5 AZIONE SISMICA

L'analisi sismica dei muri è stata effettuata dal programma considerando la spinta sismica calcolata secondo il metodo di Mononobe-Okabe applicata nello stesso punto di quella statica e una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico:

$$F = (M g) k = W k$$

dove M rappresenta la massa del muro, del terreno gravante sulla fondazione a monte del muro e degli eventuali sovraccarichi; k è il coefficiente sismico dipendente dalle caratteristiche sismologiche del sito.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono stati valutati mediante le espressioni:

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.
Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.
 I dati per la definizione dell'azione sismica sono riassunti in tabella.

Vita nominale (V_N)	50 anni
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso (C_U)	2
Vita di riferimento (V_R)	100 anni

Si assume l'azione sismica che si verifica nel Comune di Verona.

Per lo SLV e con:

- $a_g = 0.20 \text{ g}$ accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido nel Comune di Verona ($F_0=2.468$);
- $S = 1.40$ categoria di sottosuolo C e categoria topografica T1;
- $\beta_m = 0.31$ coefficiente di riduzione (p.to 7.11.6.2.1 del D.M. 14/01/2008);

si ottiene: $k_h = 0.088$, $k_v = \pm 0.044$

All'azione sismica va aggiunta la spinta del terreno retrostante che, in condizioni sismiche, può essere valutata secondo la teoria di *Mononobe-Okabe* mediante la relazione:

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.
Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.
 in cui h è l'altezza del muro, γ è il peso specifico del terreno e K_a è il coefficiente di spinta attiva del terreno che vale:

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

con **Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.**

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 120 DI 153

Per simulare la presenza a monte del muro di riempimento con calcestruzzo magro si assume un angolo di resistenza equivalente al cuneo di spinta:

$$45^\circ + \pi/2 = 79^\circ \rightarrow \phi_{d, M1} = 68.0^\circ$$

$\delta = 0^\circ$ angolo di attrito tra terreno e muro;

$\psi = 90^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro;

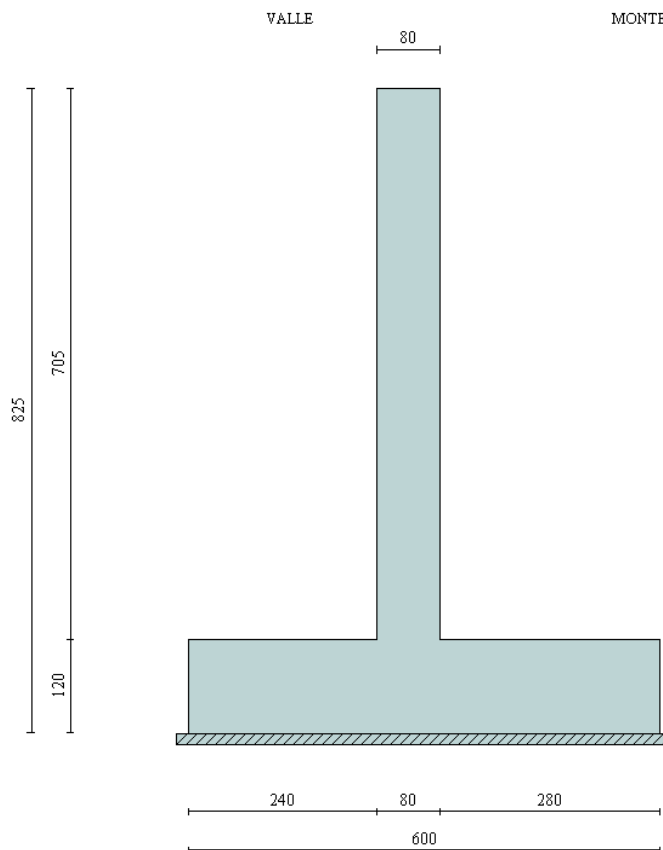
$\beta = 0^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno;

Per le sollecitazioni corrispondenti alle combinazioni sismiche previste dal D.M. 14/01/2008, sono state eseguite sia le verifiche geotecniche (ribaltamento, scorrimento, portanza e stabilità globale) sia le verifiche degli elementi strutturali (base del muro e fondazione).

Come per le verifiche statiche è stato seguito l'approccio 1; in particolare, come previsto al p.to C7.11.6.2, per l'analisi degli stati limite che coinvolgono la resistenza del terreno è stata utilizzata la Combinazione 2 nella quale i coefficienti parziali A2 sono stati posti pari ad uno; per l'analisi degli stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali è stata utilizzata la Combinazione 1 con i coefficienti A1 pari ad uno.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 121 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

8.6 MURO DI RISVOLTO CARREGGIATA SUD CON B.A.



In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche con il software MAX10; tale modellazione non comprende il cordolo, di dimensioni 1,20x0,50m; non si considera il contributo dei tiranti.

Altezza del paramento	7.05 [m]
Spessore in sommità	0.80 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.80 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	12.70 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	2.40 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2.80 [m]
Lunghezza totale fondazione	6.00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	1.20 [m]
Spessore magrone	0.15 [m]

8.6.1 CONDIZIONI DI CARICO

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 122 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
D/C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Pesi permanenti)

C	Paramento	$X=-0.40$	$Y=0.00$	$F_x=0.0000$	$F_y=23.5000$	$M=8.0300$
D	Profilo	$X_i=0.00$	$X_f=10.00$	$Q_i=6.6000$	$Q_f=6.6000$	

Condizione n° 2 (Carichi mobili distribuiti)

D	Profilo	$X_i=0.00$	$X_f=10.00$	$Q_i=20.0000$	$Q_f=20.0000$	
---	---------	------------	-------------	---------------	---------------	--

Condizione n° 3 (Urto)

C	Paramento	$X=0.00$	$Y=0.00$	$F_x=5.8100$	$F_y=0.0000$	$M=7.5600$
---	-----------	----------	----------	--------------	--------------	------------

Condizione n° 4 (Vento +)

C	Paramento	$X=-0.30$	$Y=0.00$	$F_x=11.0000$	$F_y=0.0000$	$M=36.4700$
---	-----------	-----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 5 (Vento -)

C	Paramento	$X=-0.30$	$Y=0.00$	$F_x=-11.0000$	$F_y=0.0000$	$M=-36.4700$
---	-----------	-----------	----------	----------------	--------------	--------------

8.6.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Nel calcolo sono state considerate le combinazioni di carico di seguito descritte.

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Urto	SFAV	1.50	0.77	1.16

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Urto	SFAV	1.50	0.77	1.16

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.			
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC		FOGLIO 123 DI 153	

Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Urto	SFAV	1.50	0.77	1.16

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Urto	SFAV	1.50	0.77	1.16

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Urto	SFAV	1.30	0.77	1.00

Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Pesi permanenti	SFAV	1.10	1.00	1.10
Urto	SFAV	1.50	0.77	1.16

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Urto	SFAV	1.30	0.77	1.00

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento +	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.			
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC		FOGLIO 124 DI 153	

Vento + SFAV 1.50 0.60 0.90

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento +	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 11 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento +	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento +	SFAV	1.30	0.60	0.78

Combinazione n° 13 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Pesi permanenti	SFAV	1.10	1.00	1.10
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento +	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 14 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento +	SFAV	1.30	0.60	0.78

Combinazione n° 15 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.			
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC		FOGLIO 125 DI 153	

Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento -	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 16 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento -	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 17 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento -	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 18 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento -	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 19 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento -	SFAV	1.30	0.60	0.78

Combinazione n° 20 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Pesi permanenti	SFAV	1.10	1.00	1.10
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento -	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 21 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.			
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC		FOGLIO 126 DI 153	

Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento -	SFAV	1.30	0.60	0.78

Combinazione n° 22 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento +	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 23 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento +	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 24 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento +	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 25 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento +	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 26 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento +	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 27 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Pesi permanenti	SFAV	1.10	1.00	1.10
Vento +	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 28 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.		
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC		FOGLIO 127 DI 153

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento +	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 29 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento -	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 30 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento -	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 31 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento -	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 32 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento -	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 33 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento -	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 34 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Pesi permanenti	SFAV	1.10	1.00	1.10

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.		
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC		FOGLIO 129 DI 153

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 43 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 44 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 45 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 46 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 47 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento +	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 48 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento -	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 49 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
--	------------	----------------------------	--------------------------	-----------------------------------

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.		
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC		FOGLIO 130 DI 153

Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento +	SFAV	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 50 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento +	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 51 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento -	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 52 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento -	SFAV	1.00	0.60	0.60

* Si osserva che l'urto è stato assunto come carico eccezionale ed è stato quindi coefficientato con 1.00 (1.16 in alcune combinazioni per necessità computazionali del programma); nelle combinazioni che comprendono l'urto sono stati tuttavia mantenuti i coefficienti di sicurezza sui carichi permanenti delle combinazioni fondamentali (1,00-1,30), per esigenze legate alle rigide modalità di applicazione dei coefficienti dettate dal programma di calcolo utilizzato; questo risulta comunque a favore di sicurezza.

** Per avere le condizioni più sfavorevoli nella combinazione 27 i "Pesi permanenti" sono stati considerati con coefficiente amplficativo 1,10.

8.6.3 QUADRO RIASSUNTIVO DEI COEFFICIENTI DI SICUREZZA CALCOLATI

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 131 DI 153

CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	3.00	--	17.59	--
2	A1-M1 - [1]	--	3.83	--	14.38	--
3	A1-M1 - [1]	--	3.50	--	14.93	--
4	A1-M1 - [1]	--	3.34	--	16.81	--
5	A2-M2 - [1]	--	2.22	--	8.75	--
6	EQU - [1]	--	--	6.59	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	2.74
8	A1-M1 - [2]	--	2.98	--	15.07	--
9	A1-M1 - [2]	--	2.70	--	15.67	--
10	A1-M1 - [2]	--	3.38	--	13.11	--
11	A1-M1 - [2]	--	3.11	--	13.55	--
12	A2-M2 - [2]	--	1.94	--	7.83	--
13	EQU - [2]	--	--	5.23	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	2.36
15	A1-M1 - [3]	--	3.54	--	12.95	--
16	A1-M1 - [3]	--	3.39	--	14.48	--
17	A1-M1 - [3]	--	3.08	--	14.98	--
18	A1-M1 - [3]	--	3.85	--	12.59	--
19	A2-M2 - [3]	--	2.15	--	7.54	--
20	EQU - [3]	--	--	6.64	--	--
21	STAB - [3]	--	--	--	--	2.36
22	A1-M1 - [4]	--	2.80	--	18.09	--
23	A1-M1 - [4]	--	3.57	--	14.74	--
24	A1-M1 - [4]	--	3.26	--	15.35	--
25	A1-M1 - [4]	--	3.11	--	17.23	--
26	A2-M2 - [4]	--	2.10	--	8.96	--
27	EQU - [4]	--	--	5.16	--	--
28	STAB - [4]	--	--	--	--	2.74
29	A1-M1 - [5]	--	4.04	--	15.99	--
30	A1-M1 - [5]	--	3.63	--	16.60	--
31	A1-M1 - [5]	--	4.64	--	13.69	--
32	A1-M1 - [5]	--	4.23	--	14.10	--
33	A2-M2 - [5]	--	2.59	--	8.32	--
34	EQU - [5]	--	--	8.30	--	--
35	STAB - [5]	--	--	--	--	2.74
36	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	2.01	--	16.74	--
37	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	2.09	--	15.65	--
38	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	1.32	--	7.65	--
39	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	1.36	--	7.17	--
40	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	4.05	--	--
41	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	4.80	--	--
42	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2.26
43	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2.22
44	SLEQ - [1]	--	4.04	--	18.52	--
45	SLEF - [1]	--	3.74	--	17.31	--
46	SLEF - [1]	--	4.04	--	18.52	--
47	SLEF - [1]	--	3.95	--	18.64	--
48	SLEF - [1]	--	4.13	--	18.40	--
49	SLER - [1]	--	3.45	--	17.23	--
50	SLER - [1]	--	3.63	--	19.08	--
51	SLER - [1]	--	4.55	--	17.89	--
52	SLER - [1]	--	3.87	--	16.63	--

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 132 DI 153

8.6.4 ANALISI DELLA SPINTA

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
 Origine in testa al muro (spigolo di monte)
 Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte
 Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto
 Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
 Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Fellenius
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.56 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.00
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 8.08$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 4.04$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	1.09 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.00
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.29
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 3.23$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 1.62$

Forma diagramma incremento sismico Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento) 0.0
 Lunghezza del muro 12.70 [m]

Peso muro 321.0000 [kN]
 Baricentro del muro X=-0.29 Y=-5.84

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 2.80	Y = -8.25
Punto superiore superficie di spinta	X = 2.80	Y = 0.00
Altezza della superficie di spinta	8.25 [m]	
Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale)	0.00 [°]	

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 133 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

8.6.5 VERIFICHE GEOTECNICHE

- **Verifica a ribaltamento**

COMBINAZIONE n° 40

Valore della spinta statica	136.3927	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	136.0904	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	9.0762	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.80	[m]	Y = -5.67	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	3.82	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0.1502	[°]		
Incremento sismico della spinta	26.3090	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2.80	[m]	Y = -5.67	[m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0.1856	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	492.2400	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.40	[m]	Y = -3.53	[m]
Inerzia del muro	25.9440	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-12.9720	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	39.7841	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-19.8920	[kN]		

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	1.90	[kN]
Componente dir. Y	23.50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	229.9685	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	814.7029	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	822.8979	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	3329.8658	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	814.7029	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	229.9685	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.08	[m]
Lunghezza fondazione reagente	6.00	[m]
Risultante in fondazione	846.5379	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15.76	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-62.8592	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	4.05
--	------

- **Verifica a scorrimento**

COMBINAZIONE n° 38

Valore della spinta statica	136.3927	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	136.0904	[kN]

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.		
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC		FOGLIO 134 DI 153

Componente verticale della spinta statica	9.0762 [kN]			
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.80 [m]	Y = -5.67 [m]		
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	3.82 [°]			
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0.1502 [°]			

Incremento sismico della spinta	26.3090 [kN]			
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2.80 [m]	Y = -5.67 [m]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0.1856 [°]			

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	492.2400 [kN]			
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.40 [m]	Y = -3.53 [m]		
Inerzia del muro	25.9440 [kN]			
Inerzia verticale del muro	-12.9720 [kN]			
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	39.7841 [kN]			
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-19.8920 [kN]			

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	1.90 [kN]
Componente dir. Y	23.50 [kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	229.9685 [kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	814.7029 [kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	814.7029 [kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	229.9685 [kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.08 [m]
Lunghezza fondazione reagente	6.00 [m]
Risultante in fondazione	846.5379 [kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15.76 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-62.8592 [kNm]
Carico ultimo della fondazione	6232.7132 [kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	6.00 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.12531 [N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.14626 [N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	N _c = 38.64	N _q = 26.09	N _□ = 35.19
Fattori forma	s _c = 1.00	s _q = 1.00	s _□ = 1.00
Fattori inclinazione	i _c = 0.54	i _q = 0.57	i _□ = 0.41
Fattori profondità	d _c = 1.26	d _q = 1.20	d _□ = 1.00
Fattori inclinazione piano posa	b _c = 1.00	b _q = 1.00	b _□ = 1.00
Fattori inclinazione pendio	g _c = 1.00	g _q = 1.00	g _□ = 1.00

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

N' _c = 36.19	N' _q = 23.09	N' _□ = 22.39
-------------------------	-------------------------	-------------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.32

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.		
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC		FOGLIO 135 DI 153

• **Verifica a carico limite**

COMBINAZIONE n° 39

Valore della spinta statica	136.3927	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	136.0904	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	9.0762	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.80	[m]	Y = -5.67	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	3.82	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0.1502	[°]		

Incremento sismico della spinta	37.2521	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2.80	[m]	Y = -5.67	[m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0.1827	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	492.2400	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.40	[m]	Y = -3.53	[m]
Inerzia del muro	25.9440	[kN]		
Inerzia verticale del muro	12.9720	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	39.7841	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	19.8920	[kN]		

Risultanti carichi esterni

Componente dir.	X	1.90	[kN]
Componente dir.	Y	23.50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	240.8873	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	881.1592	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	881.1592	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	240.8873	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.11	[m]
Lunghezza fondazione reagente	6.00	[m]
Risultante in fondazione	913.4923	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15.29	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-98.2134	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	6314.7897	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	6.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.13049	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.16323	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	N _c = 38.64	N _q = 26.09	N _φ = 35.19
Fattori forma	s _c = 1.00	s _q = 1.00	s _φ = 1.00
Fattori inclinazione	i _c = 0.55	i _q = 0.58	i _φ = 0.43
Fattori profondità	d _c = 1.26	d _q = 1.20	d _φ = 1.00
Fattori inclinazione piano posa	b _c = 1.00	b _q = 1.00	b _φ = 1.00
Fattori inclinazione pendio	g _c = 1.00	g _q = 1.00	g _φ = 1.00

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

N' _c = 36.19	N' _q = 23.09	N' _φ = 22.39
-------------------------	-------------------------	-------------------------

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 136 DI 153

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 7.17

- **Verifica di stabilità globale**

COMBINAZIONE n° 40

Valore della spinta statica	136.3927	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	136.0904	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	9.0762	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.80	[m]	Y = -5.67	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	3.82	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0.1502	[°]		
Incremento sismico della spinta	26.3090	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2.80	[m]	Y = -5.67	[m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0.1856	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	492.2400	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.40	[m]	Y = -3.53	[m]
Inerzia del muro	25.9440	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-12.9720	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	39.7841	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-19.8920	[kN]		
Risultanti carichi esterni				
Componente dir.	X	1.90	[kN]	
Componente dir.	Y	23.50	[kN]	
Risultanti				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	229.9685	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	814.7029	[kN]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	822.8979	[kNm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	3329.8658	[kNm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	814.7029	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	229.9685	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.08	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	6.00	[m]		
Risultante in fondazione	846.5379	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15.76	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-62.8592	[kNm]		
COEFFICIENTI DI SICUREZZA				
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	4.05			

8.6.6 VERIFICHE STRUTTURALI

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro.

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 137 DI 153

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN]

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

Haltezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte per i muri o superiore per la fondazione in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cmq]

σ_c tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]

σ_{fs} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mmq]

σ_{fi} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mmq]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

• Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
10.00	23.5000	30.5500	-44.2660	65.1440	-16.5000	16.5000	
23.52	94.0000	122.2000	-74.4866	151.2484	5.7770	45.8705	
37.05	164.5000	213.8500	41.7467	409.3545	66.5944	128.6952	

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
10.00	23.5000	23.5000	-28.4400	44.5000	-11.0000	11.0000	
23.52	94.0000	94.0000	-45.7213	104.7687	6.1361	30.7448	
37.05	164.5000	164.5000	49.6544	281.4973	52.9188	84.5361	

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 80	10.05	20.11	144.10	-339.95	5.32	272.97	--	--
2	3.52	100, 80	15.71	10.05	387.11	-322.76	3.83	287.03	--	--
3	7.05	100, 80	15.71	10.05	208.91	-519.86	1.27	300.09	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
1	0.00	100, 80	10.05	20.11	0.789	0.017	50.433	14.994
2	3.52	100, 80	15.71	10.05	1.710	0.048	67.434	22.870
3	7.05	100, 80	15.71	10.05	4.561	0.131	205.449	-53.998

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 138 DI 153

- **Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle**

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
10.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
22.40	84.4389	301.9853	115.1528	256.8925	

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
10.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
22.40	89.7516	180.1245	109.6029	175.3585	

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 120	10.05	10.05	0.00	0.00	1000.00	372.29	--	--
2	2.40	100, 120	10.05	10.05	0.00	445.82	1.48	372.29	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
3	0.00	100, 120	10.05	10.05	0.000	0.000	0.000	0.000
4	2.40	100, 120	10.05	10.05	1.756	0.178	161.769	-19.858

- **Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte**

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	2.80	-339.0398	62.7917	-270.2103	-18.5901

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	2.80	-82.3724	39.4923	-93.2120	-19.1714

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 139 DI 153

Inviluppo SLU - Verifiche

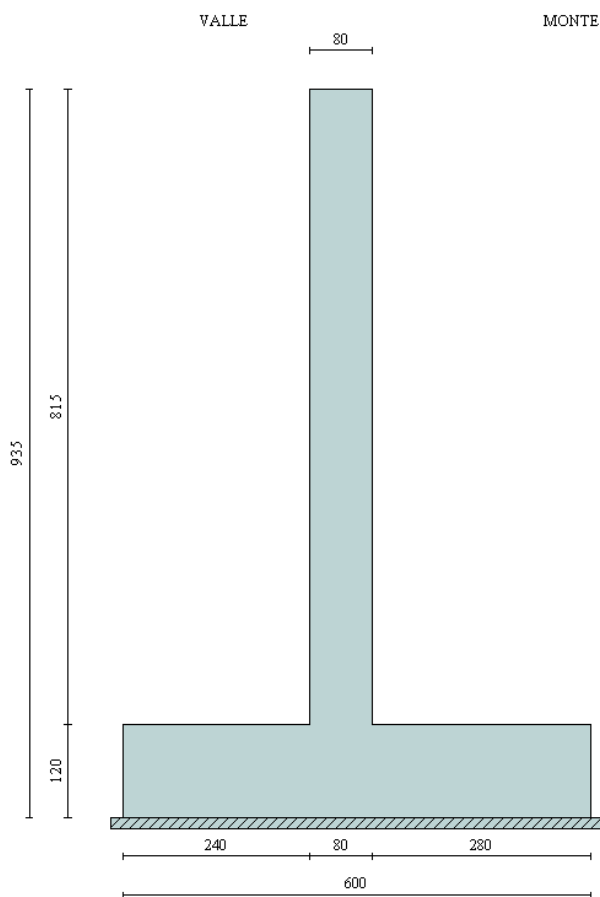
Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 120	10.05	10.05	0.00	0.00	1000.00	372.29	--	--
2	2.80	100, 120	10.05	10.05	0.00	-445.82	1.31	372.29	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
3	0.00	100, 120	10.05	10.05	0.000	0.000	0.000	0.000
4	2.80	100, 120	10.05	10.05	0.803	-0.095	35.468	73.978

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 140 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	

8.7 MURO DI RISVOLTO CARREGGIATA NORD SENZA B.A.



In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche con il software MAX10; tale modellazione non comprende il cordolo, di dimensioni 0.80x0,55m; non si considera il contributo dei tiranti.

Altezza del paramento	8.15 [m]
Spessore in sommità	0.80 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.80 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	14.35 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	2.40 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2.80 [m]
Lunghezza totale fondazione	6.00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	1.20 [m]
Spessore magrone	0.15 [m]

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	141 DI 153

8.7.1 CONDIZIONI DI CARICO

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
D/C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Pesi permanenti)

C	Paramento	$X=-0.40$	$Y=0.00$	$F_x=0.0000$	$F_y=8.2000$	$M=2.3000$
D	Profilo	$X_i=0.00$	$X_f=20.00$	$Q_i=6.6000$	$Q_f=6.6000$	

Condizione n° 2 (Carichi mobili distribuiti)

D	Profilo	$X_i=0.00$	$X_f=20.00$	$Q_i=20.0000$	$Q_f=20.0000$	
---	---------	------------	-------------	---------------	---------------	--

Condizione n° 3 (Urto)

C	Paramento	$X=0.00$	$Y=0.00$	$F_x=5.1300$	$F_y=0.0000$	$M=6.6700$
---	-----------	----------	----------	--------------	--------------	------------

8.7.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Nel calcolo sono state considerate le combinazioni di carico di seguito descritte.

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.		
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC		FOGLIO 142 DI 153

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.			
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC		FOGLIO 143 DI 153	

Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 11 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 12 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 13 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 14 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Pesi permanenti	SFAV	1.10	1.00	1.10
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 15 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 16 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Urto	SFAV	1.50	0.77	1.16

Combinazione n° 17 - Caso A1-M1 (STR)

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.		
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC		FOGLIO 144 DI 153

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Urto	SFAV	1.50	0.77	1.16

Combinazione n° 18 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Urto	SFAV	1.50	0.77	1.16

Combinazione n° 19 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Urto	SFAV	1.50	0.77	1.16

Combinazione n° 20 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Urto	SFAV	1.30	0.77	1.00

Combinazione n° 21 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Pesi permanenti	SFAV	1.10	1.00	1.10
Urto	SFAV	1.50	0.77	1.16

Combinazione n° 22 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Urto	SFAV	1.30	0.77	1.00

Combinazione n° 23 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 145 DI 153

Combinazione n° 24 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 25 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 26 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.00	1.00	1.00

8.7.3 QUADRO RIASSUNTIVO DEI COEFFICIENTI DI SICUREZZA CALCOLATI

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

Simbologia adottata

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

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1.66	--	6.68	--
2	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1.60	--	7.12	--
3	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1.09	--	2.67	--
4	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1.05	--	2.75	--
5	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3.85	--	--
6	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3.33	--	--
7	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.35
8	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.34
9	A1-M1 - [2]	--	2.69	--	6.05	--
10	A1-M1 - [2]	--	2.48	--	6.14	--
11	A1-M1 - [2]	--	2.36	--	6.81	--
12	A1-M1 - [2]	--	2.15	--	6.90	--
13	A2-M2 - [2]	--	1.57	--	3.24	--

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	FOGLIO 146 DI 153

14	EQU - [2]	--	--	5.01	--	--
15	STAB - [2]	--	--	--	--	1.47
16	A1-M1 - [3]	--	2.24	--	7.84	--
17	A1-M1 - [3]	--	2.86	--	6.74	--
18	A1-M1 - [3]	--	2.62	--	6.86	--
19	A1-M1 - [3]	--	2.48	--	7.69	--
20	A2-M2 - [3]	--	1.70	--	3.68	--
21	EQU - [3]	--	--	5.35	--	--
22	STAB - [3]	--	--	--	--	1.54
23	SLEQ - [1]	--	2.95	--	8.69	--
24	SLEF - [1]	--	2.77	--	8.14	--
25	SLEF - [1]	--	2.95	--	8.69	--
26	SLER - [1]	--	2.72	--	7.97	--

8.7.4 ANALISI DELLA SPINTA

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	1.99 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.40
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 8.79$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 4.39$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.78 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 2.15$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.07$

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 147 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

Forma diagramma incremento sismico Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento)	0.0
Lunghezza del muro	14.35 [m]
Peso muro	343.0000 [kN]
Baricentro del muro	X=-0.30 Y=-6.53

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 2.80 Y = -9.35
Punto superiore superficie di spinta	X = 2.80 Y = 0.00
Altezza della superficie di spinta	9.35 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]

8.7.5 VERIFICHE GEOTECNICHE

- **Verifica a ribaltamento**

COMBINAZIONE n° 6

Valore della spinta statica	205.8525	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	203.2584	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	32.5776	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.80	[m]	Y = -6.73	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	9.11	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0.1680	[°]		
Incremento sismico della spinta	41.8137	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2.80	[m]	Y = -6.73	[m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0.2097	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	564.0600	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.40	[m]	Y = -4.06	[m]
Inerzia del muro	30.1435	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-15.0718	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	49.5707	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-24.7854	[kN]		

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	0.72	[kN]
Componente dir. Y	8.20	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	324.9801	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	914.5978	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	1155.8223	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	3849.2057	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	914.5978	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	324.9801	[kN]

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 148 DI 153

Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.06	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	6.00	[m]		
Risultante in fondazione	970.6190		[kN]	
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19.56	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	50.4101		[kNm]	

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 3.33

• Verifica a scorrimento

COMBINAZIONE n° 4

Valore della spinta statica	205.8525	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	203.2584	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	32.5776	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.80	[m]	Y = -6.73	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	9.11	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0.1680	[°]		
Incremento sismico della spinta	41.8137	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2.80	[m]	Y = -6.73	[m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0.2097	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	564.0600	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.40	[m]	Y = -4.06	[m]
Inerzia del muro	30.1435	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-15.0718	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	49.5707	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-24.7854	[kN]		

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	0.72	[kN]
Componente dir. Y	8.20	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	324.9801	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	914.5978	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	914.5978	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	324.9801	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.06	[m]
Lunghezza fondazione reagente	6.00	[m]
Risultante in fondazione	970.6190	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19.56	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	50.4101	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	2515.1645	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	6.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.16083	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.14403	[N/mm ²]

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 149 DI 153

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 38.64$	$N_q = 26.09$	$N_{\phi} = 35.19$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_{\phi} = 1.00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0.43$	$i_q = 0.47$	$i_{\phi} = 0.30$
Fattori profondità	$d_c = 1.08$	$d_q = 1.06$	$d_{\phi} = 1.00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1.00$	$b_q = 1.00$	$b_{\phi} = 1.00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1.00$	$g_q = 1.00$	$g_{\phi} = 1.00$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 23.04$	$N'_q = 15.65$	$N'_{\phi} = 14.40$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.05

• **Verifica a carico limite**

COMBINAZIONE n° 3

Valore della spinta statica	205.8525	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	203.2584	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	32.5776	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.80	[m]	Y = -6.73	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	9.11	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0.1680	[°]		
Incremento sismico della spinta	59.8092	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2.80	[m]	Y = -6.73	[m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0.2059	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	564.0600	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.40	[m]	Y = -4.06	[m]
Inerzia del muro	30.1435	[kN]		
Inerzia verticale del muro	15.0718	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	49.5707	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	24.7854	[kN]		

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	0.72	[kN]
Componente dir. Y	8.20	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	342.7488	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	997.1600	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	997.1600	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	342.7488	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.01	[m]
Lunghezza fondazione reagente	6.00	[m]
Risultante in fondazione	1054.4215	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18.97	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	12.0431	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	2660.4845	[kN]

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC	FOGLIO 150 DI 153

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	6.00	[m]	
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.16820		[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.16419		[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	N _c = 38.64	N _q = 26.09	N _φ = 35.19
Fattori forma	s _c = 1.00	s _q = 1.00	s _φ = 1.00
Fattori inclinazione	i _c = 0.45	i _q = 0.49	i _φ = 0.32
Fattori profondità	d _c = 1.08	d _q = 1.06	d _φ = 1.00
Fattori inclinazione piano posa	b _c = 1.00	b _q = 1.00	b _φ = 1.00
Fattori inclinazione pendio	g _c = 1.00	g _q = 1.00	g _φ = 1.00

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

N' _c = 23.04	N' _q = 15.65	N' _φ = 14.40
-------------------------	-------------------------	-------------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 2.67

• **Verifica di stabilità globale**

COMBINAZIONE N° 8

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
φ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm ²]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm ²]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati	36
Numero di strisce	25

Cerchio critico

Coordinate del centro	X[m]= -3.01	Y[m]= 0.00
Raggio del cerchio	R[m]= 11.01	
Ascissa a valle del cerchio	X _i [m]= -10.42	
Ascissa a monte del cerchio	X _s [m]= 8.00	
Larghezza della striscia	dx[m]= 0.74	
Coefficiente di sicurezza	C= 1.34	

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	α(°)	Wsinα	b/cosα	φ	c	u
1	4064.38		79.46	3995.79		4.03	48.81 0.000 0.000
2	9022.99		64.47	8141.65		1.71	48.81 0.000 0.000
3	11417.53		56.53	9524.52		1.34	48.81 0.000 0.000

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.		
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONE CALCOLO DOC		FOGLIO 151 DI 153

4	13215.25	50.06	10133.10	1.15	48.81	0.000	0.000
5	14646.36	44.39	10246.06	1.03	42.40	0.000	0.000
6	15656.60	39.23	9902.05	0.95	27.45	0.000	0.000
7	16446.18	34.43	9298.56	0.89	27.45	0.000	0.000
8	17261.82	29.89	8602.68	0.85	27.45	0.000	0.000
9	17839.74	25.55	7695.28	0.82	27.45	0.000	0.000
10	18308.14	21.37	6670.76	0.79	27.45	0.000	0.000
11	18804.73	17.30	5592.02	0.77	27.45	0.000	0.000
12	19872.62	13.32	4578.50	0.76	27.45	0.000	0.000
13	4396.79	9.41	718.51	0.75	27.45	0.000	0.000
14	4534.80	5.53	437.35	0.74	27.45	0.000	0.000
15	4601.24	1.69	135.60	0.74	27.45	0.000	0.000
16	4166.36	-2.15	-156.25	0.74	27.45	0.000	0.000
17	3981.21	-6.00	-415.93	0.74	27.45	0.000	0.000
18	3834.50	-9.87	-657.42	0.75	27.45	0.000	0.000
19	3613.95	-13.79	-861.66	0.76	27.45	0.000	0.000
20	3316.28	-17.78	-1012.81	0.77	27.45	0.000	0.000
21	2936.73	-21.86	-1093.62	0.79	27.45	0.000	0.000
22	2468.64	-26.07	-1084.70	0.82	27.45	0.000	0.000
23	1902.77	-30.42	-963.57	0.85	27.45	0.000	0.000
24	1226.08	-34.99	-703.07	0.90	27.45	0.000	0.000
25	419.66	-39.83	-268.79	0.96	27.45	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 2137.4458$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 867.4571$ [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 1397.4363$ [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 12.46$

8.7.6 VERIFICHE STRUTTURALI

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro.

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN]

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

Haltezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte per i muri o superiore per la fondazione in [cm²]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cm²]

σ_c tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

σ_{fs} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mm²]

σ_{fi} tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 152 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

- **Inviluppo Sollecitazioni paramento**

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
 Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]
 Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]
 Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
10.00	8.2000	10.6600	2.3000	10.6939	0.0000	5.9251	
24.08	89.7000	116.6100	60.6712	79.4650	35.1538	49.3221	
38.15	171.2000	222.5600	366.1679	503.9435	121.3430	177.3473	

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
10.00	8.2000	8.2000	2.3000	2.3000	0.0000	0.0000	
24.08	89.7000	89.7000	34.6561	51.1643	22.4836	30.5858	
38.15	171.2000	171.2000	239.6719	305.7362	88.7830	105.4074	

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 80	10.05	20.11	388.51	-425.31	41.55	271.14	--	--
2	4.08	100, 80	15.71	10.05	815.76	-722.68	9.09	282.75	--	--
3	8.15	100, 80	15.71	10.05	172.47	-507.68	1.01	294.36	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.00	100, 80	10.05	20.11	0.033	0.000	0.310	-0.448
2	4.08	100, 80	15.71	10.05	0.825	0.047	21.861	-10.578
3	8.15	100, 80	15.71	10.05	4.949	0.163	225.234	-58.476

- **Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle**

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle
 Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]
 Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
10.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
22.40	207.8410	396.4760	208.0633	329.7543	

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
-----	---	------	------	------	------

SOTTOPASSO ANAS N°13 (PR KM 227+319)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	FOGLIO 153 DI 153
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_9_1_RELAZIONECALCOLODOC	

10.00 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000
22.40 163.4946 188.5894 167.2648 188.6670

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 120	10.05	10.05	0.00	0.00	1000.00	372.29	--	--
2	2.40	100, 120	10.05	10.05	0.00	445.82	1.12	372.29	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
3	0.00	100, 120	10.05	10.05	0.000	0.000	0.000	0.000
4	2.40	100, 120	10.05	10.05	1.839	0.191	169.371	-20.792

• **Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte**

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	2.80	-340.6512	-63.1417	-280.9087	-95.4074

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	2.80	-62.4341	-26.7233	-87.4832	-61.3089

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 120	10.05	10.05	0.00	0.00	1000.00	372.29	--	--
2	2.80	100, 120	10.05	10.05	0.00	-445.82	1.31	372.29	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
3	0.00	100, 120	10.05	10.05	0.000	0.000	0.000	0.000
4	2.80	100, 120	10.05	10.05	0.609	-0.089	-6.883	56.072