



ANAS S.p.A.

DIREZIONE REGIONALE PER LA SICILIA

PA17/08

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 - Svincolo Manganaro incluso) compresi raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121

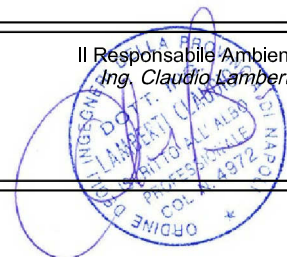
Bolognetta S.c.p.a.

Contraente Generale:
Ing. Pierfrancesco Paglini

Il Responsabile Ambientale:
Ing. Claudio Lamberti

- PERIZIA DI VARIANTE N.1 -

BOLOGNETTA S.c.p.a.



Titolo elaborato:

MODIFICA TECNICA N. 126

INTERVENTI SU PONTI E VIADOTTI ESISTENTI - Lotto 2b VIADOTTO MONTAGNOLA 2 Interventi locali - Relazione di calcolo

Codice Unico Progetto (CUP) : F41B03000230001

Codice elaborato:	OPERA	ARGOMENTO	DOC. E PROG.	FASE	REVISIONE
PA17/08	P E	VE 11	R C 0 1	5	0

CARTELLA:	FILE NAME:	NOTE:	PROT.	SCALA:
0 7	PEVE11RC01_50_4137.dwg	1=1	4 1 3 7	varie
5				
4				
3				
2				
1				
0	PRIMA EMISSIONE	Novembre 2015	D. Storai	S. Fortino D. Tironi
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

A.T.I. Progettisti :

Capogruppo:

Mandante:

POLITECNICA

INGEGNERIA E ARCHITETTURA

Viale Amendola, 6 - 50121 Firenze
tel 055/2001660 fax 055/2344856
e-mail poliff@politecnica.it

ACS ingegneri

Via Catani, 28/c - 59100 Prato
tel 0574.527864 fax 0574.568066
E-mail acs@acsingegneri.it

Il Progettista Responsabile
Ing. Alberto Antonelli



Il Geologo
dott. Pietro Accolti Gil



Il Coordinatore per la Sicurezza
in fase di esecuzione:
Ing. Francesco Coccante

Il Coordinatore per la sicurezza
in fase di Esecuzione
Ing. Francesco Coccante

Il Direttore dei Lavori:
Ing. Sandro Favero

Il Direttore dei Lavori
Ing. Sandro Favero

ANAS S.p.A.

DATA: _____ PROTOCOLLO: _____

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

CODICE PROGETTO **L O 4 1 0 C E 1 1 0 1**

Dott. Ing. Ettore de Cesbron de la Grennelais

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	2
2	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	2
3	INQUADRAMENTO NORMATIVO.....	2
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	3
4.1	MATERIALI ESISTENTI	3
4.2	MATERIALI PER IL RINFORZO E RESISTENZE DI CALCOLO.....	9
5	MODELLO DI CALCOLO DELLA SOLETTA IN c.A.....	10
6	ANALISI DEI CARICHI.....	11
7	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	14
8	VERIFICHE	15
8.1	VERIFICA DELLA SOLETTA (parametri di resistenza di un calcestruzzo C25/30)	15
8.2	VERIFICA DELL'ANCORAGGIO DEL CORDOLO.....	17
9	CONCLUSIONI	18

1 PREMESSA

L'oggetto della presente relazione di calcolo è l'analisi e la verifica degli interventi locali previsti sull'estradosso della soletta del viadotto esistente Montagnola 2, nell'ambito dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo-Lercara Friddi.

2 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Gli interventi locali, previsti sul viadotto esistente Montagnola 2, consistono nel restauro conservativo delle strutture in calcestruzzo armato, nel rinforzo estradosso della soletta in prossimità dello sbalzo e nel rifacimento dei cordoli.

In seguito ai sopralluoghi effettuati e dei rilievi eseguiti nella fase esecutiva, sia in termini di verifica in campo degli spessori degli elementi strutturali (cordolo e soletta), sia in termini di armatura presente, si è potuto constatare come lo stato dei luoghi sia, in parte, diverso rispetto all'originario scenario, studiato in fase di PEA. Al fine di superare tale difficoltà, nella presente fase di redazione del progetto esecutivo di dettaglio (PED), si propone una revisione delle modalità esecutive previste in sede di redazione del PEA, orientando la progettazione verso una soluzione di intervento più classica, che preveda la demolizione del cordolo in c.a. esistente, con il mantenimento delle armature esistenti, la scarifica superficiale della soletta in c.a., spessore 20 cm, la posa di nuove barre di armatura (integrativa), efficacemente ancorate alla soletta esistente, ed il getto finale, di soletta e cordolo, utilizzando un calcestruzzo tradizionale ($R_{ck} 40 \text{ N/mm}^2$).

Dal punto di vista progettuale, l'obiettivo principale è quello di garantire il soddisfacimento delle verifiche a taglio ed a flessione, sulle sezioni di interesse. Si fa presente, tuttavia, che con la nuova progettazione non potranno essere proposte convergenze rispetto ai fattori di sicurezza ottenuti in sede di verifiche di PEA, dal momento che queste ultime sono state condotte presupponendo una sezione di maggiore spessore, e con un quantitativo diverso di armatura, rispetto alle reali condizioni riscontrate oggi.

3 INQUADRAMENTO NORMATIVO

L'intervento viene classificato in PEA come intervento locale, ai sensi del cap. 8.4.3 del Dm 14/01/2008 e, pertanto, le verifiche da condurre riguardano esclusivamente le parti di struttura oggetto di intervento, soggette all'azione dei carichi previsti in verifica e, nella fattispecie, relativi unicamente alla combinazione dovuta all'urto del veicolo

3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli delle sollecitazioni e le verifiche sono stati eseguiti in accordo alle seguenti disposizioni normative-tecniche.

Legge n.1086 del 05.11.1971 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

D.M 14.01.2008 Norme tecniche per le costruzioni

D.M. 31 Luglio 2012 – Approvazione delle Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici

Circolare esplicativa n°617 del 2/2/2009 delle Norme Tecniche per le costruzioni

UNI-EN 1991 – Eurocodice 1: azioni sulle strutture

UNI-EN 1992 – Eurocodice 2: progettazione strutture in calcestruzzo

Linee guida ETAG 001 – Annex 5: Design Method for Anchorages (Amendment Agosto 2010)

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

La valutazione della sicurezza va condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi precisati al Cap. 2 della norma per quanto riguarda i materiali di nuova costruzione e ai Cap. C8A.1.B.3 e C8A.8 della circolare per quanto riguarda i materiali esistenti.

4.1 MATERIALI ESISTENTI

Secondo quanto riportato negli elaborati progettuali di PEA, ed in particolare la "Relazione tecnica e di calcolo sugli interventi locali" (elaborato "PE_VERT_02_31_4137"), la progettazione dell'intervento locale sul viadotto montagnola 2, e quindi le relative verifiche strutturali di sicurezza, erano state condotte assumendo come resistenza a compressione del calcestruzzo esistente della soletta d'impalcato, i risultati ottenuti dalle campagne di indagini eseguite nel periodo 2009/2010 e nel 2011, e a corredo della progettazione definitiva. A pag 12 quindi dell'elaborato "PE_VERT_02_31_4137", si evince che per il calcestruzzo della soletta d'impalcato del viadotto esistente Montagnola 2, i risultati delle indagini avevano indicato un valore di resistenza R_{cm} pari a 18 MPa, e tale valore era stato dunque utilizzato per le verifiche. Tuttavia nell'elaborato "PE_IS_RT_01_30_4137" ("Relazione sulle indagini integrative – campagna 2012), si riportano i risultati della prova di compressione di una carota di calcestruzzo prelevata mediante un saggio della soletta del viadotto Montagnola 2; dai risultati emerge una resistenza a compressione della carota di 42.2 N/mm². In aggiunta ai saggi e alle prove già eseguite, è stato quindi deciso di effettuare altri 3 prelievi, e in data 21 maggio 2015 sono quindi state condotte ulteriori 3 prove di schiacciamento del calcestruzzo, i cui risultati sono in linea con gli esiti della prova condotta nella campagna del 2012, e quindi consentono di poter assumere resistenza a compressione del calcestruzzo esistente pari a $R_{cm} = 30$ Mpa.

Come indicato nella "Relazione tecnica e di calcolo sugli interventi locali" (elaborato "PE_VERT_02_31_4137"), le sole indagini eseguite per la progettazione definitiva nel periodo 2009/2010 hanno caratterizzato comportamento e resistenze dell'acciaio per cemento armato portando a concludere che lo stesso possa essere assimilato ad un acciaio tipo AQ50, con resistenza caratteristica a snervamento pari a 310 N/mm².

Il livello di conoscenza determina un fattore di sicurezza che penalizza ulteriormente le caratteristiche meccaniche di progetto dei materiali:

LC1	livello di conoscenza limitato	FC=1,35
LC2	livello di conoscenza adeguato	FC=1,20
LC3	livello di conoscenza accurato	FC=1,00

Per cui il coefficiente di sicurezza parziale diventa

$$\gamma_c = \gamma'_c * FC$$

Si attribuisce al viadotto esistente montagnola 2 un livello di conoscenza LC1, ovvero un fattore di confidenza FC=1.35 da applicarsi al calcestruzzo e un fattore di confidenza FC=1.0 da applicarsi all'acciaio che, secondo il punto 8.5.4 del DM2008 deve essere " [] utilizzato come ulteriore coefficiente parziale di sicurezza che tiene conto della carenza nella conoscenza dei parametri del modello."

Le resistenze di calcolo f_d indicano le resistenze dei materiali, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = f_k / (\gamma_M * FC)$$

dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale;

γ_M sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

PONTE ESISTENTE BOLOGNETTA	Lotto 2a	Rcm= 30.0 MPa
VIADOTTO ESISTENTE FRATTINA2	Lotto 2a	Rcm= 27.0 MPa
VIADOTTO ESISTENTE FRATTINA1	Lotto 2a	Rcm= 27.0 MPa
PONTE ESISTENTE FRATTINA	Lotto 2a	Rcm= 31.0 MPa
VIADOTTO ESISTENTE S.LEONARDO	Lotto 2a	Rcm= 15.6 MPa
VIADOTTO ESISTENTE PECORARO2	Lotto 2a	Rcm= 27.0 MPa
VIADOTTO ESISTENTE PECORARO1	Lotto2b	Rcm= 15.0 MPa
VIADOTTO ESISTENTE FERRUZZE 2	Lotto2b	Rcm= 35.0 MPa
VIADOTTO ESISTENTE FERRUZZE 1	Lotto2b	Rcm= 27.0 MPa
VIADOTTO ESISTENTE COMUNE	Lotto2b	Rcm= 25.5 MPa
VIADOTTO ESISTENTE SANTA MARIA 2	Lotto2b	Rcm= 29.0 MPa
VIADOTTO ESISTENTE SANTA MARIA 1	Lotto2b	Rcm= 29.0 MPa
VIADOTTO ESISTENTE MONTAGNOLA 2	Lotto2b	Rcm= 18.0 MPa
VIADOTTO ESISTENTE MONTAGNOLA 1	Lotto2b	Rcm= 18.0 MPa


Relazione di calcolo intervento locale Viadotto esistente Montagnola 2

Geolab srl
 90044 Casale (Pal.) Area Industriale
 via D. Scudro, 101
 T. 091 8674599 - F. 091 8013013
 P. IVA 01030700927
 COD. FIS. 128166

CERTIFICATO

n. **96797** del **27 giu 2012**

Decreto Pres. prot. n. 10006 del 18.11.2010



Laboratorio autorizzato
 per l'esecuzione e le
 certificazioni di prova
 sui materiali da costruzione
 dal D.M. (D.M.P.R.) n. 286/2001
 del 29.03.2002 art. 10, lett. a)

**PROVA DI COMPRESSIONE
 SU CAROTE DI CALCESTRUZZO INDURITO
 NORME UNI EN 12504-1:2009, UNI EN 12390-3:2009**

Numero di protocollo: 56475 del 21/06/12

Data della prova: 25 giugno 2012

Richiesta di prova
sottoscritta da: Ing. Maurizio Catanese
Via Fusco 47,
Torre Annunziata (NA)

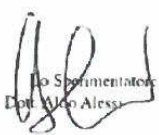
Lavoro: **Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 - svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS NR 189 e SS 121.**
 Tecnico verificatore: Ing. Maurizio Catanese
 Ente appaltante: Anas S.p.A.

Metodo utilizzato per la preparazione dei provini: taglio e rettificazione
 Condizioni di umidità della superficie del provino al momento della prova: asciutto
 Taratura macchina: Certificato di verifica Dicembre 2011. Validità: ANNUALE

Le carote di calcestruzzo indurito sono state consegnate in laboratorio dall'Ing. Maurizio Catanese


CAROTE sigla	e [cm]	h [cm]	h/e	massa [g]	massa volumica [kg/m³]	Resistenza carota [N/mm²]	Direzione di scaricaggio*	Dimensione max nominale aggregato mm	Tipo di rettifica**	Tipo di rottura***	Rilevamenti microscopici		
											amplificazione	tranci time	Velocità
											[x]	[s]	[m/s]
C1	10,4	10,4	1,0	2.101	2.366	40,9	non specificata	16,0	M	S	40	24,8	4.199
C2	10,4	10,5	1,0	2.051	2.287	20,6	non specificata	16,0	M	S	42	37,7	2.785
C3	10,4	10,4	1,0	1.989	2.243	48,3	non specificata	14,5	M	S	32	27,6	3.766
C4	10,4	10,5	1,0	2.013	2.256	42,2	non specificata	16,0	M	S	28	27,3	3.833

* rispetto alla direzione di getto
 ** Rettifica: Rettifica eseguita in conformità alla UNI EN 12390-3:2009 - Metodi di rettificazione:
 M Affilatura - C1 Cappatura con matita di cianuro alluminoso - C2 Cappatura con matita di zolfo - C3 Cappatura con scabro di sabbia
 NO Rettifica non eseguita
 *** Tipo di rottura: S Soddisfacente - NS [A...K] Non Soddisfacente. La lettera indica il tipo di rottura ai sensi della UNI EN 12390-3:2009



Lo Sperimentatore
 Dott. Aldo Alessi

Il certificato di prova è composto da due pagine
 Pagina 1 di 2



Il Direttore del Laboratorio
 Ing. Filippo Carcano

Figura 2 – Estratto da elaborato PEISRT01_30_4137 (certificati prove a compressione)


Relazione di calcolo intervento locale Viadotto esistente Montagnola 2

Geotecnica
 SUDIT Carri - 37121 Verona (VI) - Italy
 Via De' Signorini, 5/a
 T. 0445 461100 F. 0445 461142
 P. IVA 01532110289
 C.C.B.A. 15/N. 120164

CERTIFICATO

n. 96797 del 27 giugno 2012

Decreto Pres. prot. n. 10006 del 18/11/2010



La società in cui è iscritto
 per l'esecuzione
 dell'opera al n. 10006
 del 18/11/2010 ha costruito
 nel 2011 D.P.R. n. 380/2001
 art. 29, comma 1, lett. a)

LEGENDA

Numero di protocollo: 56475 del 21/06/12

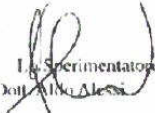
Data della prova: 25 giugno 2012

*Richiesta di prova
 sottoscritta da:* Ing. Maurizio Catanese
 Via Fusco 47,
 Torre Annunziata (NA)

Lavoro: **LAVORI DI AMMODERNAMENTO DEL TRATTO PALERMO - LERCARA FRIDDI, LOTTO FUNZIONALE DAL KM 14,4 (KM 0,0 DEL LOTTO 2) COMPRESO IL TRATTO DI RACCORDO DELLA ROTATORIA BOLOGNETTA, AL KM 48,0 (KM 33,6 DEL LOTTO 2 - SVINCOLO MANGANARO INCLUSO) COMPRESI I RACCORDI CON LE ATTUALI SS NR 189 E SS 121.**
 Tecnico verificatore: Ing. Maurizio Catanese
 Ente appaltante: Anas S.p.A.

Le carote di calcestruzzo indurito sono state consegnate in laboratorio dall'Ing. Maurizio Catanese.

CAROTE sigla	Data di Prelievo	UBICAZIONE
C1	18-06-2012	Viadotto "Fratina 1" - campata 17 estradosso soletta
C2	19-06-2012	Viadotto "S. Leonardo" - campata 2 estradosso soletta
C3	20-06-2012	Viadotto "Pecoraro 2" - campata 3 estradosso soletta
C4	21-06-2012	Viadotto "Montagnola 2" - campata 2 estradosso soletta

Il Sperimentatore

 Dott. Miko Alessi

Pagina 2 di 2


Il Direttore del Laboratorio

 Ing. Filippo Carcara

Figura 3 - Estratto da elaborato PEISRT01_30_4137 (certificati prove a compressione)

Relazione di calcolo intervento locale Viadotto esistente Montagnola 2

Geolab srl
 90044 Canni (Pa) - Area Industriale
 via De Spuches, s.n.
 T. 091 8674029 / F. 091 8933042
 P. IVA 04040700827
 CCIAA PA N. 128166



Laboratorio prove,
 controlli e verifiche
 sperimentali su strutture

**PROVA DI COMPRESIONE
 SU CAROTE DI CALCESTRUZZO INDURITO
 NORME UNI EN 12504-1:2009, UNI EN 12390-3:2009**

Numero di protocollo: spr 7655 del 21/05/15

Data della prova: 21 maggio 2015

Richiesta di prova
 sottoscritta da:

Bolognetta S.c.p.a.
 S.S. 121 c.da San Lorenzo
 Cefalà Diana (PA)
 rif.: ing. G.C. Prof. nr. 0809-2015 del 20/05/2015

Lavoro:

Itinerario Palermo-Agrigento. Lavori di ammodernamento del tratto Palermo-Lercara Friddi, lotto funzionale dal Km 14,4 (Km 0,00 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al Km 48,0 (Km 33,6 del Lotto 2 - Svincolo Manganaro incluso), compresi i raccordi con le attuali S.S. 189 e S.S.121

CUP: F41B03000230001

Carote calcestruzzo viadotto esistente Montagnola 2

Metodo utilizzato per la preparazione dei provini: taglio e rettifica

Condizioni di umidità della superficie del provino al momento della prova:

asciutto

Taratura macchina: Certificato di verifica dicembre 2014. Validità: ANNUALE

Le carote di calcestruzzo indurito sono state consegnate dall'ing. Giorgio Comandè al sig. Alessandro Prestia della Geolab srl

CAROTE sigla	o	h	h/o	massa	massa volumica	Resistenza carota	Direzione di carotaggio*	Dimensione max nominale aggregato	Tipo di rettifica **	Tipo di rottura***
	[cm]	[cm]		[g]	[kg/m ³]	[N/mm ²]		[mm]		
C1	9,38	9,87	1,1	1500	2.199	35,2	non specificata	22,4	M	S
C2	9,39	9,79	1,0	1479	2.183	29,4	non specificata	22,4	M	S
C4	9,38	9,73	1,0	1549	2.305	48,2	non specificata	31,5	M	S

* rispetto alla direzione di getto

** Rettifica:

Rettifica eseguita in conformità alla UNI EN 12390-3:2003 - Metodi di rettifica:

M Molatura - C1 Cappatura con malta di cemento alluminoso - C2 Cappatura con malta di zolfo - C3 Cappatura con scatola di sabbia

NO Rettifica non eseguita

*** Tipo di rottura:

S: Soddisfacente - NS 1A...K: Non Soddisfacente, la lettera indica il tipo di rottura ai sensi della UNI EN 12390-3:2009

Lo Sperimentatore
 D.ssa Maria Grazia Carfano

Il rapporto di prova è composto da una pagina

Pagina 1 di 1

Il Direttore del Laboratorio
 Ing. Filippo Carcara

Figura 4 - Certificati prove a compressione 21.05.2015 – saggi viadotto esistente Montagnola 2

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione f_{cd} é:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / (\gamma_c \cdot FC)$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_c è pari ad 1,5.

Il fattore di confidenza $FC=1,35$.

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85.

Resistenza a trazione dell'acciaio

Passando alle barre di acciaio presenti nella sezione esistente, si ottiene un valore della resistenza caratteristica a snervamento f_{yk} .

Seguendo i medesimi livelli di conoscenza citati per il calcestruzzo, si procede con il calcolo del coefficiente di sicurezza parziale

$$\gamma_s = \gamma'_s \cdot FC$$

in modo da ottenere conseguentemente il valore di progetto

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma'_s}$$

Il fattore di confidenza $FC=1.00$.

4.2 MATERIALI PER IL RINFORZO E RESISTENZE DI CALCOLO

Per il rinforzo della soletta e per la ricostruzione e l'ampliamento dei cordoli esistenti si utilizzano i seguenti materiali:

Calcestruzzo C 32/40

Classe		C 32/40	
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	32	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40	[N/mm ²]
Resistenza media a compressione	f_{cm}	40,0	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3,02	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione semplice	f_{ctk}	2,12	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione (per flessione)	f_{ctm}	3,63	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica di aderenza	f_{bk}	4,76	[N/mm ²]
Fattore di sicurezza parziale	γ_c	1,5	
Coefficiente per carichi di lunga durata	α_{cc}	0,85	
Resistenza cilindrica di progetto	f_{cd}	18,13	[N/mm ²]
Resistenza a trazione semplice di progetto	f_{ctd}	1,41	[N/mm ²]
Resistenza di aderenza di progetto	f_{bd}	3,18	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	33346	[N/mm ²]
Coefficiente di Poisson		0 (cls fessurato) < ν < 0,2 (cls non fessurato)	
Deformazione ultima	ϵ_{cu}		

Acciaio da armatura lenta

Tipo		B450C	
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	450	[N/mm ²]
Fattore di sicurezza parziale	γ_s	1,15	
Resistenza di progetto a snervamento	f_{yd}	391,3	[N/mm ²]
Modulo elastico	E_s	206000	[N/mm ²]

5 MODELLO DI CALCOLO DELLA SOLETTA IN C.A.

Le sollecitazioni di calcolo e di verifica del cordolo e della soletta d'impalcato si determinano in base all'applicazione del seguente sistema di carico:

- Forze trasversali: si assumono cinque forze orizzontali pari a 50kN in corrispondenza dei montanti della barriera, la cui interdistanza è stabilita in 1.25 m. Tutte le forze agiscono trasversalmente ad un'altezza di 1.00 m dal piano viabile e sono dirette verso l'esterno dell'impalcato;
- Carichi verticali: oltre al peso proprio della struttura, si considera lo Schema di Carico 2 previsto nelle NTC e costituito da due impronte di carico di dimensioni 0.35 x 0.60 m su ciascuna delle quali è applicata una forza di 200 kN; le impronte sono collocate longitudinalmente in mezzeria della zona di impalcato interessata dall'applicazione del sopraindicato carico orizzontale mentre trasversalmente una è posta all'estremità della piattaforma stradale ed una distante 2.00 m da essa. Si considera un solo carico verticale da 200kN nel caso in cui tale combinazione risulti maggiormente gravosa.

Così come indicato anche nell'elaborato "PE_VERT_02_31_4137", la zona d'influenza del carico verticale degli assi delle ruote assume valore rilevante in una larghezza di appunto circa 300 cm, per cui il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto tramite un modello a trave assumendo una porzione di soletta pari a 300 cm. La verifica a flessione è stata quindi eseguita assumendo un comportamento a trave di sezione 300x300 considerando le armature esistenti e di rinforzo (debitamente progettate in relazione alla domanda di resistenza). La verifica è stata eseguita determinando i momenti resistenti mediante il software VcaSlu Versione 7.7 del Prof. Piero Gelfi.

Per la verifica a taglio appare più adeguato un modello resistente che tenga in conto dell'effettivo comportamento a piastra della soletta, e si adotta lo stesso modello di calcolo specificato nel capitolo 3 della "Relazione tecnica e di calcolo sugli interventi locali" (elaborato "PE_VERT_02_31_4137").

6 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta in seguito l'analisi dei carichi per la sezione di verifica considerata, ovvero 300 cm x 20 cm, in cui vi è la presenza dell'asse di ruote e delle due forze d'urto. La sezione di verifica è assunta con una larghezza di 300 cm, in quanto,

Carichi permanenti

Peso proprio soletta $25 \text{ kN/m}^3 \times 0,20 \text{ m} \times 3,00 \text{ m} = 22,50 \text{ kN/m}$

Peso proprio cordolo $25 \text{ kN/m}^3 \times 0,20 \text{ m} \times 3,00 \text{ m} = 15,00 \text{ kN/m}$

Peso guard rail e finiture $2,00 \text{ kN} \times 3,00 \text{ m} = 6 \text{ kN}$

Peso pavimentazione strato d'usura (4 cm) $22 \text{ kN/m}^3 \times 0,04 \text{ m} \times 3,00 \text{ m} = 2,64 \text{ kN/m}$

Strato di binder (4 cm/18 cm) $19,6 \text{ kN/m}^3 \times 0,14 \text{ m} \times 3,00 \text{ m} = 8,23 \text{ kN/m}$

Carichi accidentali

$M_{urto} = 50 \text{ kN} \times 2 \times (1,00 \text{ m} + 0,22 \text{ m} + (0,20/2 \text{ m})) \cong 150 \text{ kNm}$

$V_{assi} = 2 \times 200 \text{ kN}$

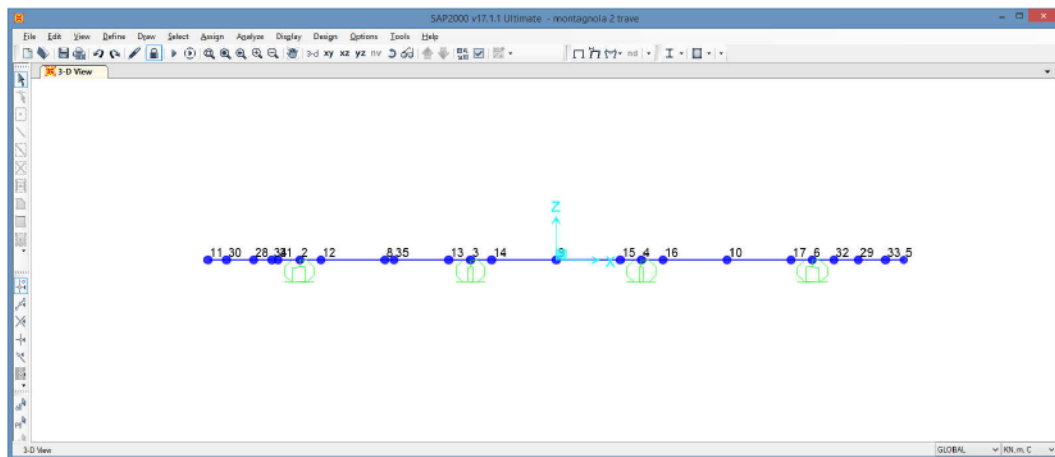


Figura 5 - modello di calcolo FEM

Relazione di calcolo intervento locale Viadotto esistente Montagnola 2

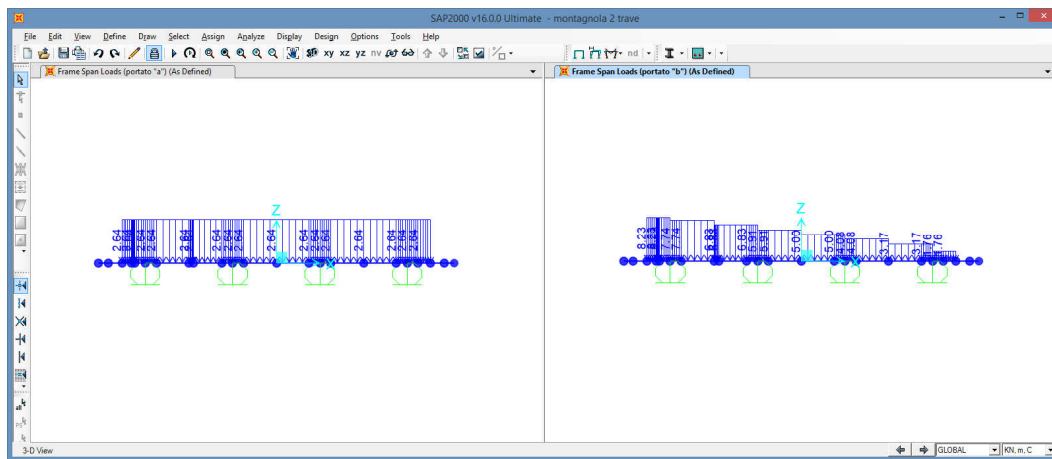


Figura 6 - carichi permanenti portati

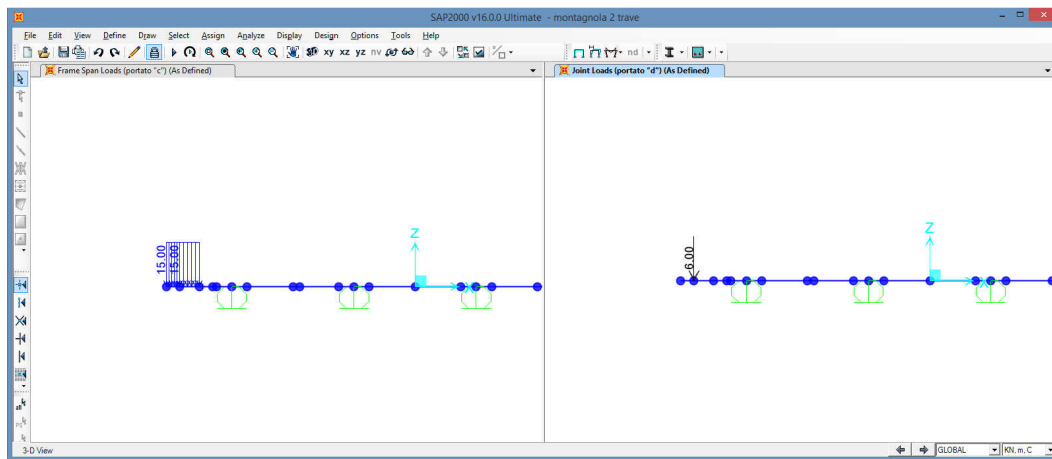


Figura 7 - carichi permanenti portati

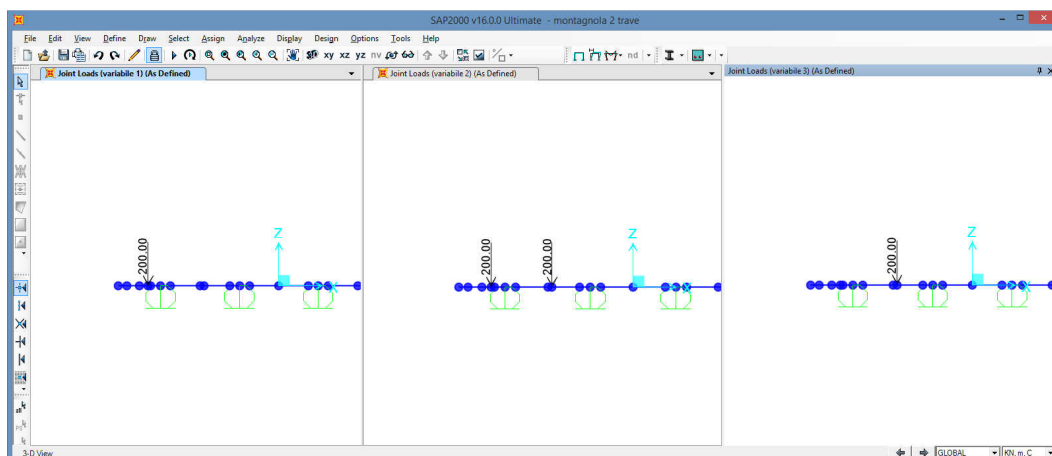


Figura 8 - carichi verticali variabili (Schema di carico 2 previsto dalle NTC 2008)

Relazione di calcolo intervento locale Viadotto esistente Montagnola 2

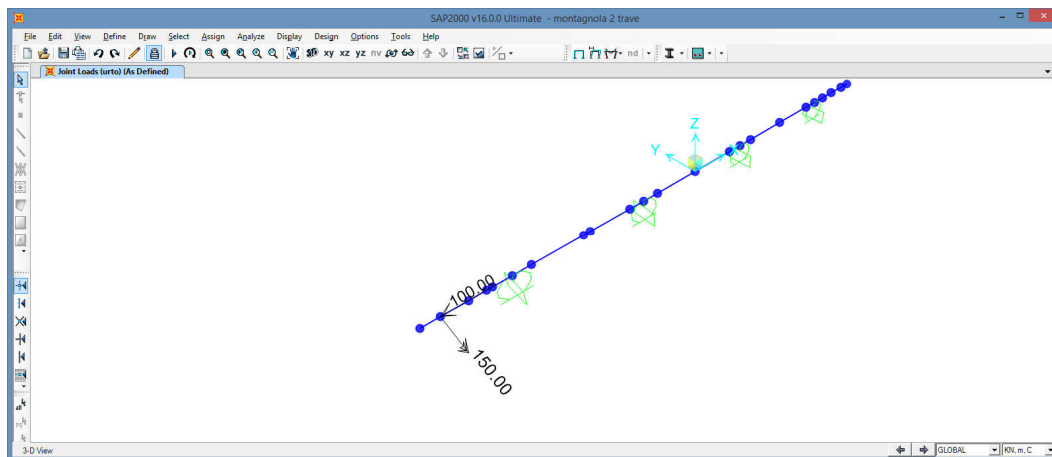


Figura 9 – Azioni sollecitanti dovute all'urto di un veicolo in svio

7 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Si riportano in seguito di diagrammi delle sollecitazioni di calcolo (momento flettente e taglio) (momento flettente e taglio)

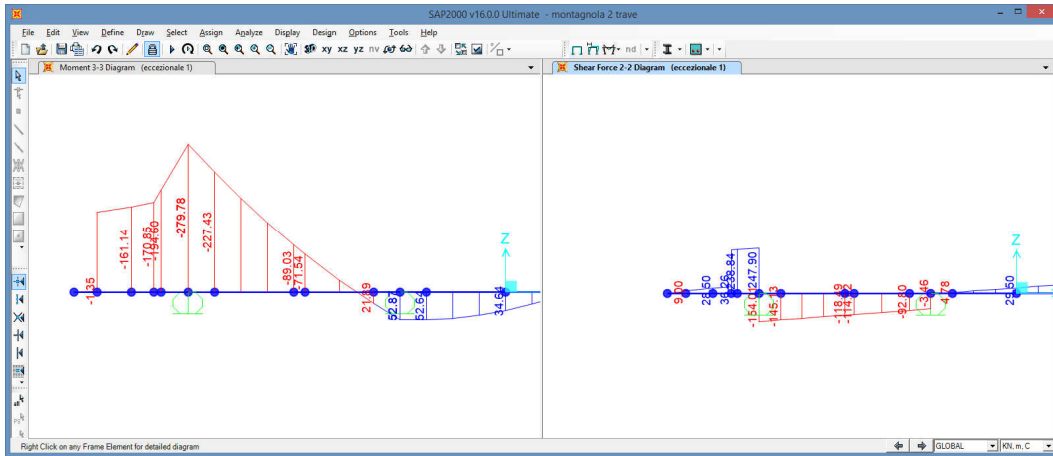


Figura 10 - Diagrammi momento flettente / taglio - combinazione 1

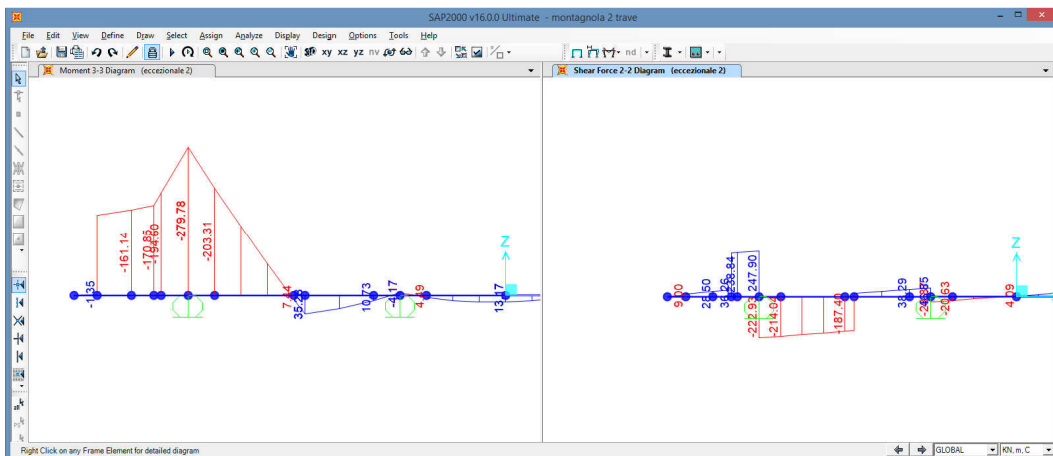


Figura 11 - Diagrammi momento flettente / taglio - combinazione 2

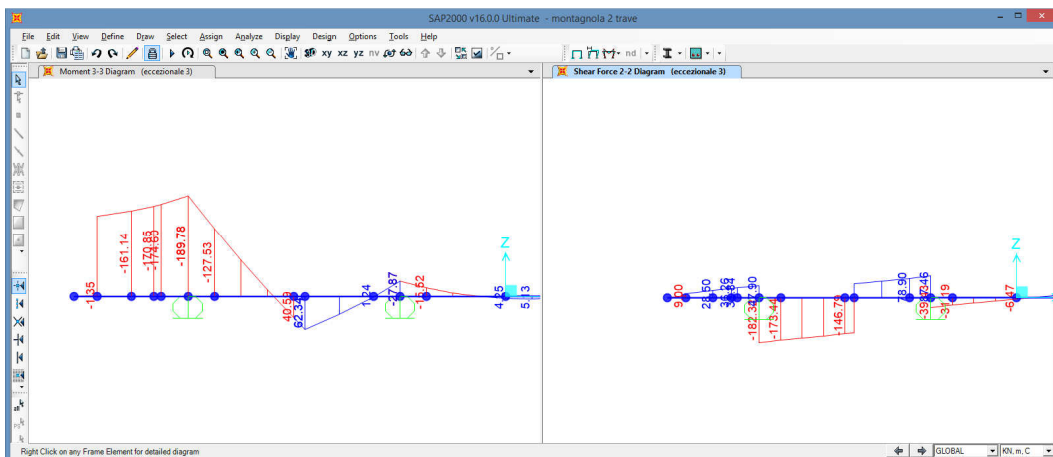


Figura 12 - Diagrammi momento flettente / taglio - combinazione 3

8 VERIFICHE

Si riportano in seguito le verifiche condotte sulla soletta d'impalcato considerando le caratteristiche resistenti dei materiali (calcestruzzo e acciaio) indicate nel precedente capitolo 4. In particolare come emerge dalle prove condotte e precedentemente illustrate, i parametri di resistenza adottati per il calcestruzzo esistente sono quelli corrispondenti ad un calcestruzzo di classe C25/30.

8.1 VERIFICA DELLA SOLETTA (parametri di resistenza di un calcestruzzo C25/30)

Per il calcolo dei momenti resistenti della soletta d'impalcato si considerano i seguenti dati:

- Armatura esistente superiore della soletta sarà costituita da $1\Phi 14/50$ cm nella sezione corrente e da $1\Phi 14/50$ cm + $1\Phi 14/33$ cm + $1\Phi 16/25$ cm sullo sbalzo della soletta.
- Il calcolo dei momenti resistenti viene condotto considerando che la sezione risulta soggetta ad uno sforzo di trazione pari a 100 kN, per cui si svolge una verifica a tensoflessione.

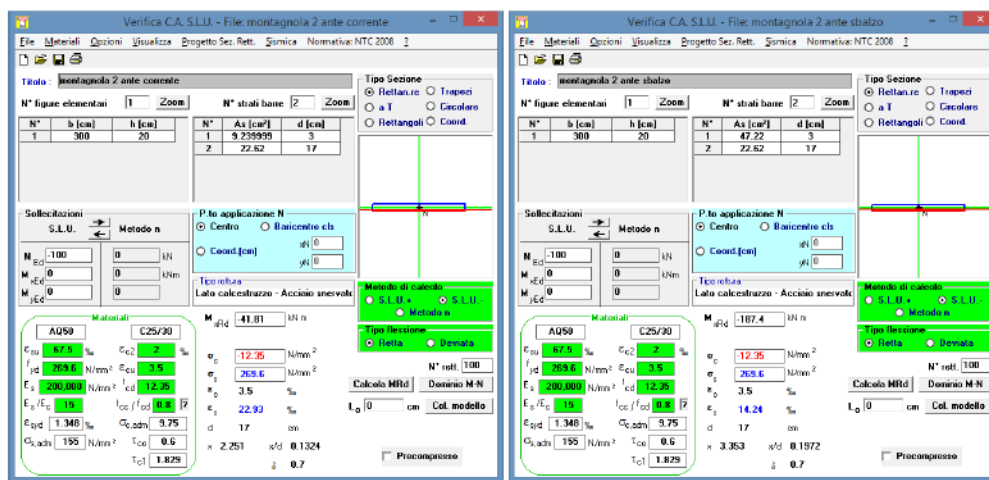


Figura 13 - momenti resistenti nella sezione corrente (immagine a sx) e sullo sbalzo (immagine a dx) della soletta - stato attuale

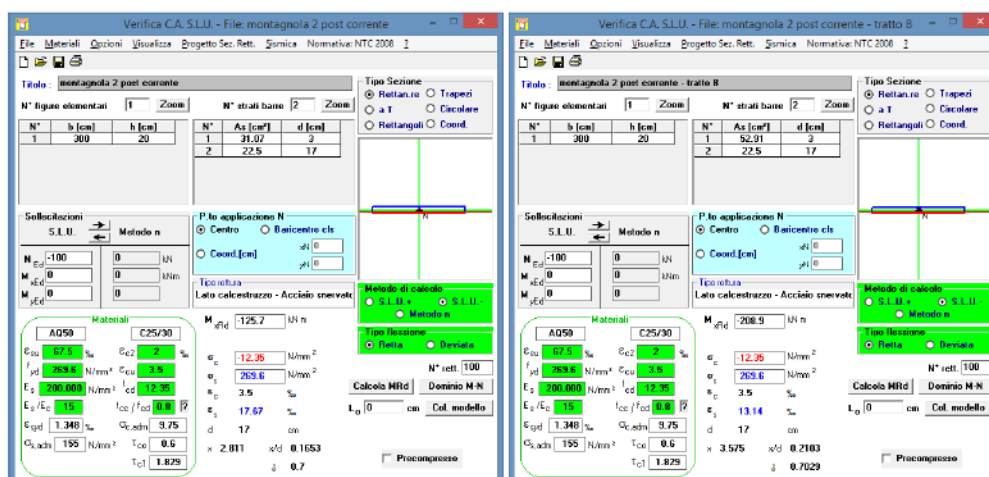


Figura 14 - momenti resistenti nella sezione corrente della soletta con armatura aggiuntiva (acciaio B450C) costituita da $\Phi 16/40$ cm (immagine a sx) e da $\Phi 16/20$ cm (immagine a dx) - post intervento

Relazione di calcolo intervento locale Viadotto esistente Montagnola 2

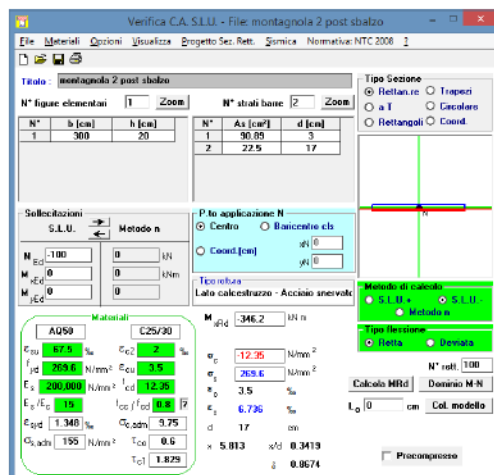


Figura 15 - momento resistente nelle sezioni di sbalzo della soletta con armatura aggiuntiva (acciaio B450C) costituita da $\Phi 16/20$ cm - post intervento

Nella seguente tabelle si riportano le verifiche a flessione delle principali sezioni caratteristiche.

sezione di riferimento	momenti sollecitanti			M_{Sd} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	FS
	Comb 1	Comb 2	Comb 3			
Sezione "A"	-38,74	28,75	43,62	-38,74	-41,81	1,08
Sezione "B"	-107,47	-21,33	17,91	-107,47	-125,70	1,17
Sezione "C"	-199,30	-161,39	-93,73	-199,30	-208,90	1,05
Sezione "D"	-279,78	-279,78	-189,78	-279,78	-346,20	1,24

dove

Sezione "A" posta a 1,50m dal bordo interno della trave esterna d'impalcato

Sezione "B" posta a 0,90m dal bordo interno della trave esterna d'impalcato

Sezione "C" posta a 0,20m dal bordo interno della trave esterna d'impalcato

Sezione "D" posta in asse della trave esterna d'impalcato

L'inghisaggio delle nuove armature aggiuntive ($\Phi 16$) alla soletta esistente viene effettuato mediante ancoranti chimici del tipo Hilti HY-200-A o similari. Prevedendo una lunghezza efficace di ancoraggio pari a 25 cm, otteniamo il ripristino della continuità delle barre di armatura poiché, il valore minimo di resistenza dell'ancoraggio risulta quello legato alla rottura dell'acciaio, che corrisponde con lo snervamento delle armature.

Rottura dell'acciaio resistenza pari a 78651 N

Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento resistenza pari a 80425 N

Relazione di calcolo intervento locale Viadotto esistente Montagnola 2

Nella seguente tabelle si riportano invece le verifiche a taglio delle principali sezioni caratteristiche. Il taglio resistente si determina secondo lo stesso modello di calcolo specificato nel capitolo 3 della "Relazione tecnica e di calcolo sugli interventi locali" (elaborato "PE_VERT_02_31_4137").

$$V_{Rd} = \frac{0.34}{\gamma_c \times FC} \times f_{ck}^{1/2} \times b \times d = 428,15 \text{ kN}$$

sezione di riferimento	tagli sollecitanti			T _{Sd} (kN)	T _{Rd} (kN)	FS
	Comb 1	Comb 2	Comb 3			
	T (kN)	T (kN)	T (kN)			
Sezione "A" (dx)	238,84	238,84	38,84	238,84	+/-428,15	1,79
Sezione "B" (sx)	247,90	247,90	47,90	247,90	+/-428,15	1,73
Sezione "C" (dx)	-154,01	-222,93	-182,32	-222,93	+/-428,15	1,92
Sezione "D" (sx)	-145,13	-214,04	-173,44	-214,04	+/-428,15	2,00

dove

- Sezione "A" (dx) posta sul bordo esterno della trave esterna d'impalcato in direzione del cordolo
- Sezione "B" (sx) posta in asse della trave esterna d'impalcato
- Sezione "C" (dx) posta in asse della trave esterna d'impalcato
- Sezione "D" (sx) posta sul bordo interno della trave esterna d'impalcato in direzione della mezzeria

8.2 VERIFICA DELL'ANCORAGGIO DEL CORDOLO

Per la verifica dell'ancoraggio del cordolo alla soletta d'impalcato, si considerano efficaci gli inghisaggi previsti dall'intervento, e costituiti da armature $\Phi 14$ a passo 20 cm fissate con ancoranti chimici Hilti HY-200-A per una profondità efficace di ancoraggio pari 120 mm. La sollecitazione di verifica risulta la seguente:

$$M_{Sd} = \frac{50 \text{ kN} \times 1,5 \text{ m}}{1,25 \text{ m}} = -60 \text{ kNm} / \text{m}$$

Prevedendo una lunghezza efficace di ancoraggio pari a 12 cm, il valore minimo di resistenza dell'ancoraggio risulta quello legato alla sfilamento della barra piuttosto che quello relativo alla rottura dell'acciaio.

Rottura dell'acciaio resistenza pari a 60235 N

Rottura combinata conica
 del calcestruzzo e per sfilamento resistenza pari a 42223 N

Per determinare il momento resistente della sezione in c.a. occorre limitare il valore massimo della trazione che si sviluppa nelle barre $\Phi 14$ inghisate, al valore per cui si ha lo sfilamento delle stesse. Il momento resistente M_{Rd} risulta quindi pari a -100,50 kNm/m, superiore al valore sollecitante.

Relazione di calcolo intervento locale Viadotto esistente Montagnola 2

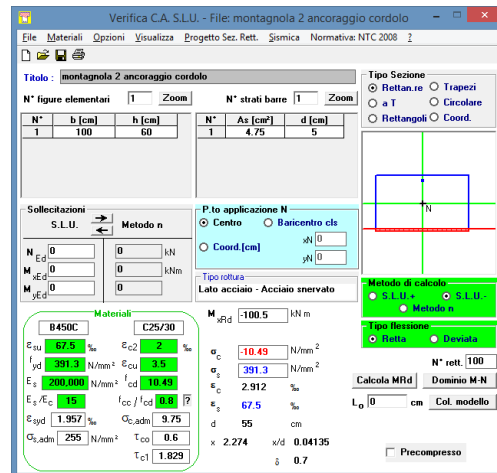


Figura 16 - momento resistente sezione del cordolo

9 CONCLUSIONI

Fatto presente che il fattore di sicurezza FS in termini flessionali pari a 1.14 e riportato al punto 5.4.3 della relazione di calcolo di PEA sugli interventi locali sulle solette dei viadotti esistenti (elaborato PAVERT02_31_4137), secondo quanto deducibile dalla stessa, è determinato assumendo come sezione di verifica quella posta in asse alla trave esterna dell'impalcato, si vuol evidenziare come per il Montagnola 2 (FS=1.24), il fattore di sicurezza che si riesce ad ottenere con l'intervento proposto con la relativa M.T. risulta superiore al valore di FS indicato in P.E.A.

Nelle relazioni di calcolo dell'intervento del viadotto sono riportate le verifiche di sicurezza di ulteriori sezioni di controllo (vedi sez. "A", "B" e "C" delle relazioni) garantendo in esse il rispetto delle verifiche di sicurezza previste.

Per quanto riguarda il fattore di sicurezza FS in termini di taglio pari a 1.86 e riportato al punto 5.4.3 dell'elaborato PAVERT02_31_4137, risulta superiore, per il Montagnola 2 (FS=1.73), al fattore di sicurezza che si riesce ad ottenere con l'intervento proposto con la relativa M.T. E' assolutamente evidente, che poiché la relazione di calcolo utilizzata per la valutazione del valore del taglio resistente per elementi non armati a taglio, è legata esclusivamente alla geometria e alle caratteristiche resistenti del calcestruzzo della sezione di verifica, riducendo la geometria (altezza variabile – larghezza costante), mantenendo costante le caratteristiche resistenti del calcestruzzo, il taglio resistente di una sezione non armata a taglio di altezza pari a 20 cm è inferiore al taglio resistente di una sezione alta 30 cm.