



Coordinamento Territoriale Sicilia

Area Compartimentale Palermo

S.S. 189 "Della valle del Platani"

Progetto esecutivo inerente i lavori di costruzione del viadotto Milena sito lungo la S.S. 189 "Della Valle dei Platani" al Km 39+800.

Cod. SIL PAPAMS014CMA17

PROGETTO ESECUTIVO

<p style="text-align: center;">IL Progettista <i>Dott. Ing. Nicolò Barone</i></p>	<p style="text-align: center;">Il Geologo <i>Dott. Riccardo Cicero</i></p>	<p style="text-align: center;">Assistenza alla progettazione e al RUP <i>Siteco S.r.l.</i> <i>Dott. Ing. Alessandro Frascari</i></p>
<p style="text-align: center;">I COLLABORATORI: <i>Geom. Piero Troia</i></p>	<p style="text-align: center;"><i>Geom. Salvatore Infantino</i></p>	<p style="text-align: center;">Coordinatore della sicurezza in fase di Progettazione <i>Siteco S.r.l.</i> <i>Dott. Ing. Stefano Venturelli</i></p>
<p>Visto: Il Responsabile del Procedimento <i>Dott. Ing. Sergio Cicero</i></p>	<p style="text-align: center;">TITOLO ELABORATO</p> <h2 style="text-align: center;">RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA</h2>	

Visti e approvazioni	FASE	CODICI LIVELLI ELABORATO	N° ELAB.
	PE	T00-EG00 - TAM - RE - 01 D	01.1
	N°	DESCRIZIONE	DATA
	1	EMISSIONE	dic. 2017
	2	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS	15.02.2018
	3	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS	luglio 2018
4	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS	settembre 2018	
	PROT. N° _____ DEL _____		SCALA 1: ----

S.S. n°189 “Della Valle dei Platani”
LAVORI PER LA COSTRUZIONE DEL VIADOTTO
MILENA SITO LUNGO LA SS. 189 AL km 39+800

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE GENERALE

Assistenza alla Progettazione: SITECO S.r.l. – ing. Alessandro Frascari

Data: 26/09/2018

Sommario

PREMESSA	1
1 STATO DI FATTO	2
1.1 DESCRIZIONE OPERA E DOCUMENTAZIONE STORICA	2
1.2 SOPRALLUOGHI E INDAGINI ESEGUITE	3
1.3 ESITI DELLA CAMPAGNA DI INDAGINE	4
1.3.1 <i>Resistenze a compressione e massa volumica delle travi - campagna 2015</i>	4
1.3.2 <i>Modulo elastico delle travi - campagna 2015</i>	5
1.3.3 <i>Prove fisico-meccaniche su carote di calcestruzzo relative alle sottostrutture - campagna 2017</i>	5
2 DEFINIZIONE DELLA SCELTA PROGETTUALE	8
2.1 SOLUZIONE 1: COSTRUZIONE NUOVO VIADOTTO.....	8
2.2 SOLUZIONE 2: PARZIALE DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE VIADOTTO ESISTENTE	8
3 CARATTERISTICHE MATERIALI INTERVENTO DI PROGETTO	12
3.1 CONGLOMERATO CEMENTIZIO	12
3.1.1 <i>Conglomerato cementizio per soletta e cordoli</i>	12
3.1.2 <i>Conglomerato cementizio per baggioli e ritegni</i>	12
3.1.3 <i>Conglomerato cementizio per elevazioni pile e spalle</i>	12
3.1.4 <i>Conglomerato cementizio fondazioni pile e spalle</i>	13
3.1.5 <i>Conglomerato cementizio per pali di fondazione</i>	13
3.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	13
3.3 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	13
3.4 CARATTERISTICHE (eventuali) GIUNZIONI BULLONATE.....	14
3.5 CARATTERISTICHE (eventuali) GIUNZIONI SALDATE.....	14
3.6 PIOLI	14
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA PRINCIPALE IN PROGETTO	15
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	15
4.2 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO.....	17
4.3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO	18
5 CARATTERISTICHE STRADALI	20
5.1 SEZIONI TIPO E PACCHETTO STRADALE	20
5.1.1 <i>Traffico</i>	21
5.1.2 <i>Affidabilita'</i>	26

5.1.3	<i>Decadimento limite ammissibile della sovrastruttura</i>	29
5.1.4	<i>Caratteristiche degli strati (numero di struttura SN)</i>	30
5.1.5	<i>Caratteristiche del sottofondo</i>	31
5.1.6	<i>Coefficienti di drenaggio</i>	33
5.1.7	<i>Parametri adottati (asse principale e rampe)</i>	33
5.2	CRITERI DI PROGETTAZIONE PLANO-ALTIMETRICI	34
5.2.1	<i>Andamento planimetrico</i>	34
5.2.2	<i>Andamento altimetrico</i>	37
5.2.3	<i>Analisi di visibilita'</i>	38
5.3	RISULTATI DELLE VERIFICHE DI CONGRUENZA CON LE NORMATIVE DI RIFERIMENTO	40
5.3.1	<i>Andamento planimetrico</i>	40
5.3.2	<i>Andamento altimetrico</i>	43
6	BARRIERE DI SICUREZZA	45
6.1	Normativa di riferimento	45
6.2	Criterio di scelta della tipologia di Barriera.....	45
6.3	Indice di severità dell'urto	46
7	SEGNALETICA ORIZZONTALE E VERTICALE	48
7.1	SEGNALETICA VERTICALE	48
7.2	SEGNALETICA ORIZZONATE	49

PREMESSA

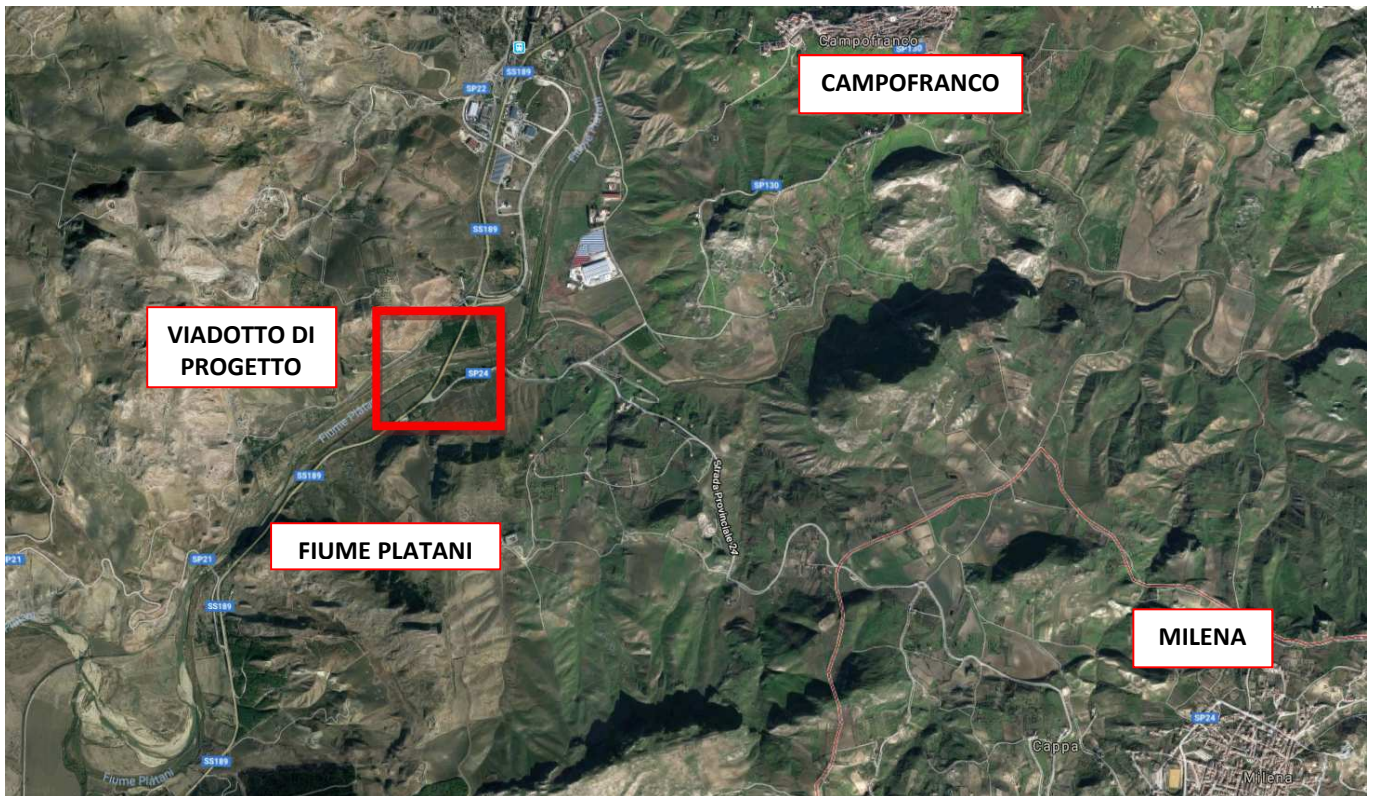
La presente Relazione Generale è relativa ai lavori di demolizione e ricostruzione del Viadotto Milena sito al Km 39+800 della S.S. 189 "della Valle dei Platani".

Il Viadotto Milena (talvolta denominato anche Ponte sul fiume Platani) realizzato su progetto del 1968, è stato oggetto nel recente passato di numerose campagne di indagine conoscitiva al fine di individuare lo stato di benessere dell'opera.

La S.S. 189 "Vale dei Platani" rappresenta un'importante nastro di comunicazione tra la parte Nord-e Sud dell'isola di fatto essa fa parte, insieme ad un pezzo della S.S. 121, della tratta di collegamento di due importantissimi Capoluoghi di Provincia, Palermo ed Agrigento. In particolare la tratta complessiva della S.S. 189, partendo dall'innesto della S.S. 121 in corrispondenza del bivio Manganaro, arriva fino alla Città di Agrigento per un'estesa pressappoco pari a km 70,00. Nel suo percorso attraversa importanti centri urbani dotati di notevole ed importanti attività agricole, commerciali, alimentari/casearie.

L'intervento in progetto si prefigge l'obiettivo primario del ripristino totale della funzionalità della porzione di strada inerente l'opera di attraversamento e di conseguenza, di assicurare la vitalità e la permanenza delle aziende agricole e forestali nelle aree rurali, oltre che ad offrire una migliore infrastrutturazione viaria delle aziende servite con lo scopo di migliorare le condizioni di ambiente e di lavoro.

Ad oggi il transito sul viadotto in questione, per motivi di sicurezza strutturale, è incanalato a mezzo di regolazione semaforica al centro della carreggiata. E' previsto nel presente progetto, al fine di minimizzare sia i costi che i tempi di realizzazione dell'opera, la sua demolizione e ricostruzione in affiancamento all'esistente.



Il ponte in oggetto si trova sulla SS189 in adiacenza alla viabilità di collegamento al paese di Milena, la strada provinciale 24. Il fiume dei Platani costituisce il fondovalle e presenta carattere torrentizio, con periodi di secca alternati a piene, a causa di fenomeni piovosi intensi.

1 STATO DI FATTO

1.1 DESCRIZIONE OPERA E DOCUMENTAZIONE STORICA

Attualmente l'opera presenta una soluzione costituita da 5 campate a travi in semplice appoggio di luce ≈ 32 m ciascuna (lunghezza complessiva ≈ 170 m), con andamento piano – altimetrico rettilineo con pendenza longitudinale pressoché nulla e franco libero (tra intradosso impalcato e sottostante fondo dell'alveo attivo del Fiume Platani) di circa 7,5 m. L'attuale impalcato interseca il sottostante Fiume Platani con un angolo di circa 45°, mentre le sottostrutture sono ortogonali all'asse stradale. L'impalcato è formato da 5 travi in c.a.p. alte 1,6 m a interessate di 2,05m con sbalzi di $\approx 1,05$ m per una larghezza complessiva di $\approx 10,40$ m. La soletta è di altezza costante pari a 20 cm; i cordoli sono larghi 45 cm. Le pile sono a bi-fusto con sezione circolare piena $\varnothing 1500$ di altezza media 5 m, sormontate da un pulvino a sezione rettangolare di dimensioni BxHxL = 2,5x2,0x9,5 mc; le fondazioni sono su plinti in c.a. a sezione trapezia di dimensioni in pianta $\approx 7,5 \times 10,0$ mq "presumibilmente" fondati su pali.

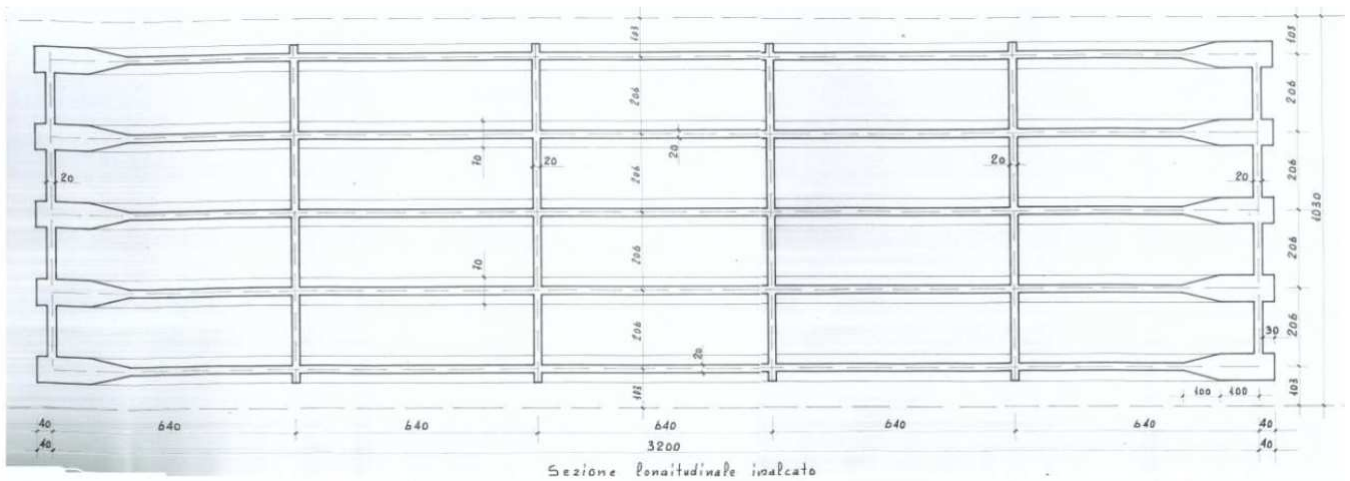


Figura 1-1 Planimetria storica di impalcato

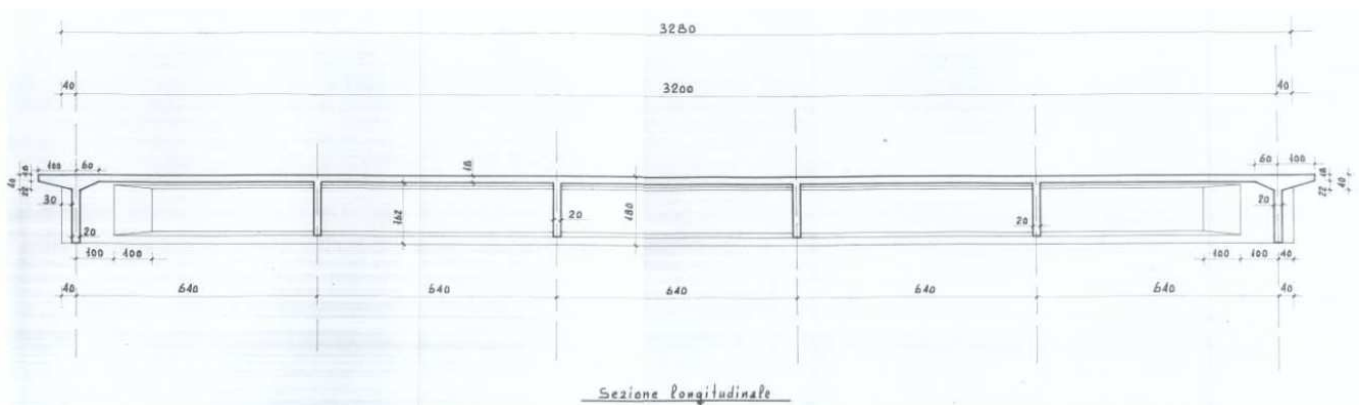


Figura 1-2 Sezione longitudinale

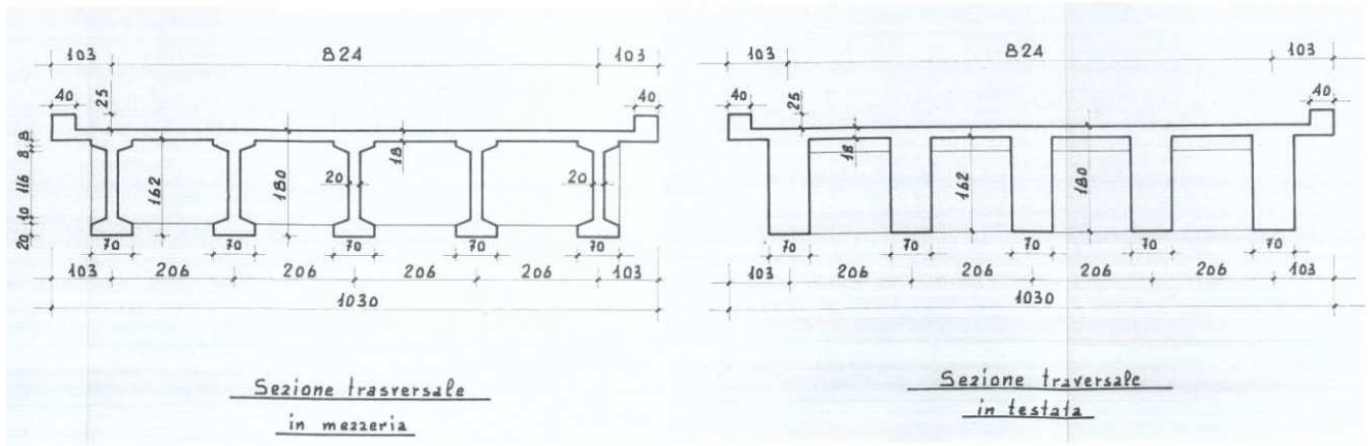


Figura 1-3 Sezione trasversale

I corpi spalla sono realizzati all'interno degli argini in terra del Fiume Platani, con conformazione di tipo tradizionale in c.a. il cui paramento frontale ha dimensioni $B \times L = 10,3 \times 5,0$ mq; anche le spalle sono "presumibilmente" fondate su pali.



Figura 1-4 Opera esistente (vista dall'alveo attivo del Fiume Platani)

Non ci sono dati sul tipo di appoggi che sono presenti, ma per gli spessori in gioco si tratta probabilmente di elementi in teflon. I giunti sono del tipo a tampone.

1.2 SOPRALLUOGHI E INDAGINI ESEGUITE

La presente fase progettuale è stata caratterizzata da molteplici sopralluoghi, atti a prendere conoscenza delle effettive condizioni dell'opera, dello stato manutentivo e delle peculiarità del sito. Sono state analizzate le precedenti campagne d'indagine eseguite e predisposta ulteriore indagine intragrativa mediante prove in situ e sulle strutture eseguite nel mese di agosto del 2017. Per una completa panoramica dei risultati delle ultime analisi si rimanda agli elaborati dedicati, nonché alle considerazioni sviluppate nella Relazione di Calcolo strutturale.

Il viadotto Milena, per quanto già sopra preannunciato, è stato oggetto nel recente passato di numerose campagne di indagine conoscitiva al fine di individuare lo stato dell'opera e definire i necessari interventi di recupero. In particolare con l'indagine visiva condotta dal laboratorio RTA di Agrigento, i cui esiti sono contenuti nei rapporti n° 3151 e n° 3152 rispettivamente del 14 e 17 novembre 2014, in relazione alle difettosità riscontrate, l'Anas predispose un progetto esecutivo di alcuni interventi locali di ripristino della capacità flessionale resistente e manutenzione straordinaria, ricorrendo a lavorazioni di placcaggio, aggiunta di lamine metalliche collaboranti nonché, in un numero ridotto di casi, l'impiego di precompressione

esterna con cavi scorrevoli su deviatori. Tuttavia, considerato che a seguito di indagini preliminari all'esecuzione dei lavori, effettuati al fine di accertare le reali caratteristiche meccaniche di resistenza sulle travi in sito, si è appurato dell'esistenza di calcestruzzo scadente ed in avanzato stato di degrado ed avente livelli di carbonatazione superficiale considerevoli, non si è ritenuto opportuno procedere con le lavorazioni di recupero strutturale come da programma. Dette indagini vennero condotte dalla Sicercem di Caltanissetta ed i cui risultati sono riassunti nel certificato n° 576188 del 28/07/2015.

Successivamente l'Anas, al fine di procedere con la verifica delle condizioni di esercizio degli impalcati del viadotto in questione ha proceduto ad eseguire ulteriori ed approfondite indagini in situ, per mezzo del laboratorio Geolab di Carini, eseguite dal 7 al 13 ottobre 2015. Il rapporto rif. SPR 8163 fornisce i certificati di prova e gli esiti che di seguito si riportano, con eventuali interpretazioni ed estrapolazioni.

1.3 ESITI DELLA CAMPAGNA DI INDAGINE

Le indagini integrative pianificate nel 2015 secondo i criteri illustrati nel paragrafo precedente sono state affidate alla GEOLAB di Carini e si sono svolte in situ dal 7 al 13 ottobre 2015. Il rapporto rif. SPR 8163 fornisce i certificati di prova e gli esiti che di seguito si riportano, con eventuali interpretazioni ed estrapolazioni finalizzate all'impiego dei dati che si farà nelle verifiche condotte nei paragrafi successivi della presente relazione.

1.3.1 Resistenze a compressione e massa volumica delle travi - campagna 2015

La tabella seguente riporta gli esiti della verifica di prove di massa volumica e compressione monoassiale condotte su carote di diametro pari circa a 10 cm, integrate agli esiti assunti dalla precedente campagna SIDERCEM. I provini contrassegnati come "PRC" sono preliminarmente stati sottoposti a prova di rilascio con monitoraggio delle deformazioni pre e post-prelievo, mentre i provini contrassegnati con "C" sono prelevati esclusivamente per gli accertamenti previsti al presente paragrafo.

Codice	Ubicazione	Campagna	Ø	h	Ø/h	Massa	γ	Resistenza	D _{max} aggr.
			[cm]	[cm]	[adim]	[kg]	[kg/m ³]	[N/mm ²]	[mm]
C1TAI4	campata 1 - trave A - L/4	GEOLAB	10.41	10.63	0.98	1912	2116	16.60	16.0
PRC2TAU	campata 2 - trave A - mezzeria - anima superiore	GEOLAB	10.41	10.36	1.00	1963	2225	16.10	22.4
PRC2TAD	campata 2 - trave A - mezzeria - anima inferiore	GEOLAB	10.4	10.59	0.98	1945	2161	18.70	16.0
PRC2TBU	campata 2 - trave B - mezzeria - anima superiore	GEOLAB	10.41	10.31	1.01	1880	2141	16.80	22.4
PRC2TBD	campata 2 - trave B - mezzeria - anima inferiore	GEOLAB	10.40	10.37	1.00	1904	2163	20.10	16.0
C3TAI4	campata 3 - trave A - L/4	GEOLAB	10.40	10.67	0.97	1964	2170	22.90	14.0
PRC4TAU	campata 4 - trave A - mezzeria - anima superiore	GEOLAB	10.40	10.29	1.01	1885	2157	17.90	20.0
PRC4TAD	campata 4 - trave A - mezzeria - anima inferiore	GEOLAB	10.40	10.39	1.00	1942	2202	19.60	16.0
PRC5TEU	campata 5 - trave E - mezzeria - anima superiore	GEOLAB	10.39	10.67	0.97	1900	2100	18.00	14.0
PRC5TED	campata 5 - trave E - mezzeria - anima inferiore	GEOLAB	10.39	10.48	0.99	1881	2116	12.90	14.0
PRC5TDU	campata 5 - trave D - mezzeria - anima superiore	GEOLAB	10.39	10.57	0.98	1920	2143	15.50	20.0
PRC5TDD	campata 5 - trave D - mezzeria - anima inferiore	GEOLAB	10.40	10.47	0.99	1892	2127	14.50	22.4
C11	campata 5 - trave E - L/4 - anima inferiore	SIDERCEM	9.45	9.36	1.01	1428	2175	31.00	n.n.
C12	campata 5 - trave A - L/4 - anima inferiore	SIDERCEM	9.46	9.36	1.01	1442	2192	23.30	n.n.
C13	campata 5 - trave D - L/4 - anima inferiore	SIDERCEM	9.44	9.37	1.01	1396	2129	20.80	n.n.
C14	campata 4 - trave B - L/4 - anima inferiore	SIDERCEM	9.44	9.37	1.01	1392	2123	23.20	n.n.
C15	campata 3 - trave A - mezzeria - anima inferiore	SIDERCEM	9.44	9.37	1.01	1388	2116	13.80	n.n.

La massa volumica media del calcestruzzo per le travi è risultata di 21,1 kg/mc mentre il valore di resistenza a compressione medio è di 18,92 MPa. La determinazione della resistenza caratteristica a partire dai valori medi in situ è condotta con il combinato disposto dei criteri previsti dalle "Linee guida per la messa in opera di calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive" del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e della norma UNI EN 13791 "Valutazione della resistenza a compressione in situ nelle strutture e nei componenti prefabbricati di calcestruzzo". Vista la numerosità del campione è possibile applicare l'approccio A, ottenendo i seguenti valori di riferimento.

Determinazione dei valori caratteristici (Approach A UNI EN 13791)

	formulazione (1)	$f_{ck,1}$:	16.0 N/mm ²
	formulazione (2)	$f_{ck,2}$:	16.9 N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica in situ:		$f_{ck,inf}$:	16.0 N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica nominale:		f_{cd} :	18.8 N/mm ²

Pertanto il calcestruzzo delle travi è da ritenersi equivalente ad un calcestruzzo di progetto con resistenza caratteristica cilindrica nominale pari a 18,8 MPa.

1.3.2 Modulo elastico delle travi - campagna 2015

Il valore medio di modulo elastico secante ottenuto a terzo ciclo è di 21,2 GPa ma occorre osservare che la determinazione è certamente una sottostima del modulo secante reale, in quanto per la specificità geometrica delle membrature, non è possibile isolare carote con rapporto h/Φ almeno pari a 2,5. Più rappresentativo del reale modulo secante è ritenuta la determinazione media condotta su valori stimati a partire dal modulo elastico dinamico valutato mediante indagine a ultrasuoni sulle due facce del campione. L'indagine ultrasonica p condotta su tutti i provini sottoposti a prova di compressione, come si evince dalle evidenze nella seguente tabella.

Codice	Ubicazione	Massa [kg]	γ [kg/m ³]	Resistenza [N/mm ²]	Velocità [m/s]	$E_{dinamica}$ [Mpa]	$E_{statica}$ (stimato) [Mpa]
C1TAI4	campata 1 - trave A - L/4	1912	2116	16.60	3652	25399	27005
PRC2TAU	campata 2 - trave A - mezzeria - anima superiore	1963	2225	16.10	3675	27045	30060
PRC2TAD	campata 2 - trave A - mezzeria - anima inferiore	1945	2161	18.70	3589	25052	26361
PRC2TBU	campata 2 - trave B - mezzeria - anima superiore	1880	2141	16.80	3618	25223	26678
PRC2TBD	campata 2 - trave B - mezzeria - anima inferiore	1904	2163	20.10	3813	28303	32394
C3TAI4	campata 3 - trave A - L/4	1964	2170	22.90	4025	31640	38588
PRC4TAU	campata 4 - trave A - mezzeria - anima superiore	1885	2157	17.90	3825	28402	32579
PRC4TAD	campata 4 - trave A - mezzeria - anima inferiore	1942	2202	19.60	3373	22547	21712
PRC5TEU	campata 5 - trave E - mezzeria - anima superiore	1900	2100	18.00	3111	18292	13814
PRC5TED	campata 5 - trave E - mezzeria - anima inferiore	1881	2116	12.90	3305	20802	18472
PRC5TDU	campata 5 - trave D - mezzeria - anima superiore	1920	2143	15.50	3334	21439	19654
PRC5TDD	campata 5 - trave D - mezzeria - anima inferiore	1892	2127	14.50	2942	16569	10616

Mediando i valori di modulo elastico secante così stimati si ottiene 24,8 GPa che deve essere ritenuto una sovrastima del valore reale, sulla base della letteratura sulla diagnostica strutturale. Pertanto nelle valutazioni analitiche che seguono si assume un valore intermedio pari a 22,5 GPa.

1.3.3 Prove fisico-meccaniche su carote di calcestruzzo relative alle sottostrutture - campagna 2017

Nel periodo compreso tra il 08 ed il 10 agosto 2017 la società SIDERCEM s.r.l. - Istituto di Ricerca e Sperimentazione ha effettuato una campagna di indagini diagnostiche su alcuni elementi strutturali delle sottostrutture del viadotto in oggetto.

L'indagine ha comportato l'esecuzione delle seguenti attività in situ:

- n° 27 prelievi di carote in calcestruzzo;
- n° 27 determinazioni della profondità di carbonatazione sulle carote estratte.

Sui campioni prelevati si sono eseguite in laboratorio prove fisico-meccaniche sulle carote in calcestruzzo.

Nelle immagini seguenti vengono mostrati alcuni stralci dei risultati ottenuti dalle prove sulle strutture e sottostrutture del viadotto in esame. Tutti i dettagli sono riportati nell'elaborato prot. nn. C-DIA-A 2102-71511.

Tab. A.1.a- Riepilogo dell'ubicazione dei prelievi

Sigla	Elemento	Localizzazione	Lunghezza [mm]
C1	Spalla AG	faccia lato PA a 530 cm da bordo dx; a 250 cm da intradosso trave	190
C2	Pila 4 dx	faccia lato AG; a 150 cm da estradosso fondazione	190
C3	Pila 4 sx	faccia lato AG; a 140 cm da estradosso fondazione	280
C4	Pila 4 dx	faccia lato Ovest; a 150 cm da intradosso pulvino	190
C5	Pila 4 sx	faccia lato Est; a 190 cm da intradosso pulvino	200
C6	Pila 4 pulvino	faccia lato PA a 50 cm da bordo pila sx; a 50 cm da intradosso pulvino	180
C7	Pila 4 pulvino	faccia lato PA a 50 cm da bordo pila dx; a 50 cm da intradosso pulvino	280
C8	Pila 3 sx	faccia lato AG; a 145 cm da intradosso pulvino	205
C9	Pila 3 dx	faccia lato AG; a 143 cm da intradosso pulvino	250
C10	Spalla 3 dx	faccia lato Est; a 87 cm da intradosso pulvino	180
C11	Pila 3 sx	faccia lato Ovest; a 90 cm da intradosso pulvino	170
C12	Pila 3 pulvino	faccia lato AG a 250 cm da bordo sx; a 86 cm da intradosso pulvino	200
C13	Pila 3 pulvino	faccia lato AG a 305 cm da bordo dx; a 305 cm da intradosso pulvino	290
C14	Pila 2 pulvino	faccia lato AG a 275 cm da bordo sx; a 275 cm da intradosso pulvino	175

Sigla	Elemento	Localizzazione	Lunghezza [mm]
C15	Pila 2 pulvino	faccia lato AG a 345 cm da bordo sx; a 345 cm da intradosso pulvino	245
C16	Pila 2 dx	faccia lato Ovest; a 80 cm da intradosso pulvino	225
C17	Pila 2 sx	faccia lato Est; a 80 cm da intradosso pulvino	220
C18	Pila 2 sx	faccia lato Ovest; a 298 cm da intradosso pulvino	205
C19	Pila 2 dx	faccia lato Est; a 273 cm da intradosso pulvino	210
C20	Pila 1 pulvino	faccia lato AG a 140 cm da bordo dx; a 38 cm da intradosso pulvino	210
C21	Pila 1 pulvino	faccia lato AG a 250 cm da bordo sx; a 155 cm da intradosso pulvino	190
C22	Pila 1 dx	faccia lato AG; a 45 cm da intradosso pulvino	200
C23	Pila 1 dx	faccia lato Ovest; a 255 cm da intradosso pulvino	200
C24	Pila 1 sx	faccia lato Est; a 265 cm da intradosso pulvino	360
C25	Pila 1 sx	faccia lato PA; a 35 cm da intradosso pulvino	210
C26	Spalla PA	faccia lato AG a 145 cm da bordo sx; a 45 cm da intradosso trave	235
C27	Spalla PA	faccia lato AG a 245 cm da bordo dx; a 83 cm da intradosso trave	275

La prova di carbonatazione ha dato i seguenti risultati, per il dettaglio si rimanda al documento prodotto dal laboratorio.

Tab. A.2. a - Riepilogo profondità di carbonatazione

Sigla	Elemento	Localizzazione	Prof. carb. [mm]
C1	Spalla AG	faccia lato PA a 530 cm da bordo dx; a 250 cm da intradosso trave	40
C2	Pila 4 dx	faccia lato AG; a 150 cm da estradosso fondazione	60
C3	Pila 4 sx	faccia lato AG; a 140 cm da estradosso fondazione	50
C4	Pila 4 dx	faccia lato Ovest; a 150 cm da intradosso pulvino	50
C5	Pila 4 sx	faccia lato Est; a 190 cm da intradosso pulvino	130
C6	Pila 4 pulvino	faccia lato PA a 50 cm da bordo pila sx; a 50 cm da intradosso pulvino	50
C7	Pila 4 pulvino	faccia lato PA a 50 cm da bordo pila dx; a 50 cm da intradosso pulvino	40
C9	Pila 3 dx	faccia lato AG; a 143 cm da intradosso pulvino	60
C11	Pila 3 sx	faccia lato Ovest; a 90 cm da intradosso pulvino	50
C12	Pila 3 pulvino	faccia lato AG a 250 cm da bordo sx; a 86 cm da intradosso pulvino	40
C14	Pila 2 pulvino	faccia lato AG a 275 cm da bordo sx; a 275 cm da intradosso pulvino	40

Sigla	Elemento	Localizzazione	Prof. carb. [mm]
C15	Pila 2 pulvino	faccia lato AG a 345 cm da bordo sx; a 345 cm da intradosso pulvino	45
C16	Pila 2 dx	faccia lato Ovest; a 80 cm da intradosso pulvino	60
C17	Pila 2 sx	faccia lato Est; a 80 cm da intradosso pulvino	70
C18	Pila 2 sx	faccia lato Ovest; a 298 cm da intradosso pulvino	45
C19	Pila 2 dx	faccia lato Est; a 273 cm da intradosso pulvino	50
C21	Pila 1 pulvino	faccia lato AG a 250 cm da bordo sx; a 155 cm da intradosso pulvino	35
C22	Pila 1 dx	faccia lato AG; a 45 cm da intradosso pulvino	90
C23	Pila 1 dx	faccia lato Ovest; a 255 cm da intradosso pulvino	85
C26	Spalla PA	faccia lato AG a 145 cm da bordo sx; a 45 cm da intradosso trave	20
C27	Spalla PA	faccia lato AG a 245 cm da bordo dx; a 83 cm da intradosso trave	25

Le prove di compressione sui calcestruzzi testati hanno mostrato i seguenti risultati.

Tabella B.1-a - Sintesi dei risultati delle prove di compressione sulle carote estratte

Sigla provino	Elemento	Ubicazione	PARAMETRI FISICI			PARAMETRI GEOMETRICI			PARAMETRI MECCANICI		
			Mv	D.Max	P	d	h	A	C	Re	Tipo rottura
			[kg/m ³]	[mm]	[g]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[N]	[N/mm ²]	
C 1	Spalla AG	faccia lato PA a 530 cm da bordo dx; a 250 cm da intradosso trave	2189	20	1392	93,4	92,8	6851	206600	30,2	b
C 2	Pila 4 dx	faccia lato AG; a 150 cm da estradosso fondazione	2218	24	1410	93,4	92,8	6851	168800	24,6	b
C 3**	Pila 4 sx	faccia lato AG; a 140 cm da estradosso fondazione	2177	34	1396	93,4	93,6	6851	227900	33,3	b
C 4**	Pila 4 dx	faccia lato Ovest; a 150 cm da intradosso pulvino	2196	22	1402	93,4	93,2	6851	236600	34,5	b
C 5**	Pila 4 sx	faccia lato Est; a 190 cm da intradosso pulvino	2067	24	1320	93,4	93,2	6851	70200	10,2	b
C 6**	Pila 4 pulvino	faccia lato PA a 50 cm da bordo pila sx; a 50 cm da intradosso pulvino	2248	26	1428	93,1	93,3	6808	238300	35,0	b
C 7**	Pila 4 pulvino	faccia lato PA a 50 cm da bordo pila dx; a 50 cm da intradosso pulvino	2151	23	1372	93,2	93,5	6822	219200	32,1	b
C 8**	Pila 3 sx	faccia lato AG; a 145 cm da intradosso pulvino	2152	23	1370	93,1	93,5	6808	168300	24,8	b
C 9**	Pila 3 dx	faccia lato AG; a 143 cm da intradosso pulvino	2153	22	1372	93,3	93,2	6837	134200	19,6	b
C 10**	Pila 3 dx	faccia lato Est; a 87 cm da intradosso pulvino	2182	27	1392	93,3	93,3	6837	211000	30,9	b
C 11**	Pila 3 sx	faccia lato Ovest; a 90 cm da intradosso pulvino	2214	27	1406	93,2	93,1	6822	188500	27,6	b
C 12**	Pila 3 pulvino	faccia lato AG a 250 cm da bordo sx; a 86 cm da intradosso pulvino	2098	24	1344	93,5	93,3	6866	132400	19,3	b
C 13**	Pila 3 pulvino	faccia lato AG a 305 cm da bordo dx; a 305 cm da intradosso pulvino	2237	22	1424	93,3	93,1	6837	165500	24,2	b
C 14**	Pila 2 pulvino	faccia lato AG a 275 cm da bordo sx; a 275 cm da intradosso pulvino	2166	23	1376	93,1	93,3	6808	181000	26,6	b
C 15**	Pila 2 pulvino	faccia lato AG a 345 cm da bordo sx; a 345 cm da intradosso pulvino	2317	25	1478	93,4	93,1	6851	182500	26,6	b
C 16**	Pila 2 dx	faccia lato Ovest; a 80 cm da intradosso pulvino	2152	24	1364	93,1	93,1	6808	204600	30,1	b
C 17**	Pila 2 sx	faccia lato Est; a 80 cm da intradosso pulvino	2190	28	1388	93,1	93,1	6808	179100	26,3	b
C 18**	Pila 2 sx	faccia lato Ovest; a 298 cm da intradosso pulvino	2212	26	1402	93,1	93,1	6808	234400	34,4	b
C 19**	Pila 2 dx	faccia lato Est; a 273 cm da intradosso pulvino	2185	28	1388	93,1	93,3	6808	184800	27,1	b
C 20**	Pila 1 pulvino	faccia lato AG a 140 cm da bordo dx; a 38 cm da intradosso pulvino	2121	31	1344	93,1	93,1	6808	133400	19,6	b
C 21**	Pila 1 pulvino	faccia lato AG a 250 cm da bordo sx; a 155 cm da intradosso pulvino	2176	23	1382	93,2	93,1	6822	142600	20,9	b
C 22**	Pila 1 dx	faccia lato AG; a 45 cm da intradosso pulvino	2135	31	1356	93,2	93,1	6822	146200	21,4	b
C 23**	Pila 1 dx	faccia lato Ovest; a 255 cm da intradosso pulvino	2134	31	1358	93,3	93,1	6837	144500	21,1	b
C 24**	Pila 1 sx	faccia lato Est; a 265 cm da intradosso pulvino	2114	33	1340	93,1	93,1	6808	139500	20,5	b
C 25**	Pila 1 sx	faccia lato PA; a 25 cm da intradosso pulvino	2069	31	1314	93,2	93,1	6822	88900	13,0	b
C 26**	Spalla PA	faccia lato AG a 145 cm da bordo sx; a 45 cm da intradosso trave	2146	35	1360	93,1	93,1	6808	118300	17,4	b
C 27**	Spalla PA	faccia lato AG a 245 cm da bordo dx; a 83 cm da intradosso trave	2170	34	1378	93,2	93,1	6822	224600	32,9	b

Legenda:

Mv: Massa Volumica (metodo geometrico); D.Max: diam. Max. inserti; P: peso provino; h: altezza; d: diametro; A: area;

Re: resistenza a compressione; Tipo di rottura: s: sgretolamento; o: obliqua; b: biconica; c: conica; co: colonnare.

Note: * Presenza di barre d'armatura nel provino. ** Presenza di vuoti sulle superfici di contatto

I bassi risultati ottenuti dalle prove di schiacciamento effettuate sulle sottostrutture dell'opera danno evidenza del diffuso stato di degrado della struttura e la consapevolezza che qualsiasi tipo di intervento di ripristino della funzionalità strutturale deve essere necessariamente estesa non solo all'impalcato ma anche ai pulvini e alle pile. Nonché approntare ulteriori verifiche per le opere di fondazione.

La soluzione progettuale verrà valutata tra due possibili soluzioni per come appresso dettagliatamente descritto.

2 DEFINIZIONE DELLA SCELTA PROGETTUALE

La soluzione progettuale è stata definita valutando possibili alternative, di cui le principali vengono brevemente esplicitate nei paragrafi successivi. Il criterio di valutazione è stato tecnico ed economico ed ha decretato come **nettamente migliorativa la soluzione 1**, cioè la realizzazione di un nuovo viadotto fuori sede con successiva demolizione dell'opera esistente ammalorata.

2.1 SOLUZIONE 1: COSTRUZIONE NUOVO VIADOTTO

Da un punto di vista funzionale-geometrico la soluzione 1 concerne nella realizzazione di un nuovo viadotto al di fuori della sede attuale. Tale scelta nasce dai seguenti motivi principali:

- ridurre l'angolo di incidenza della statale rispetto all'attuale corso d'acqua, nel limite del rispetto del D.M. 5-11-2001 sul tracciamento stradale (vedi relazione di tracciamento dedicata)
- ridurre il numero di pile in alveo da 4 a 2, con evidenti benefici in relazione al naturale scorrimento del Fiume Platani
- garantire (o migliorare) l'attuale franco idraulico in relazione massima piena del Fiume Platani (vedi relazione idraulica dedicata)

Considerato quanto sopra, si è optato per una soluzione di impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo bi-trave. Per eliminare gli inconvenienti dovuti alla necessità di manutenzione dell'acciaio è stata adottata la soluzione di acciaio tipo "CORTEN". Tutte le giunzioni saranno del tipo saldato. Per gran parte di esse la saldatura avverrà in stabilimento in condizioni più agevoli e controllate.

L'opera si sviluppa con andamento planimetrico rettilineo su una via di corsa di larghezza massima $B = 12,00$ m (dei quali 10,50 carrabili) e si presenta inclinato rispetto alla direzione di scorrimento dell'attuale Fiume Platani (angolo di incidenza 63°); l'angolo tra l'asse longitudinale del ponte e l'asse appoggi è pari a 90° . Da un punto di vista statico, la struttura è continua su 4 appoggi con luce di calcolo pari a ≈ 156 m (luci 46+64+46).

L'impalcato metallico a 2 travi principali garantisce notevole snellezza alla struttura, con evidenti vantaggi economici ed architettonici.

Non di minore importanza è l'impatto della soluzione sulla viabilità. In particolare, la fasistica realizzativa non comporterà problematiche sul traffico, in quanto la scelta di costruire la nuova struttura fuori sede permette di evitare interferenze per tutta la durata dei lavori. Al termine verranno eseguiti i raccordi stradali con conseguente dismissione della viabilità attuale. Le operazioni di demolizione della struttura esistente verranno effettuate in seguito, senza alcun vincolo alla percorrenza dei mezzi.

Il costo complessivo della soluzione è stato valutato essere pari a poco più di € **3.418.000** (per approfondimenti si rimanda ad elaborati economici).

2.2 SOLUZIONE 2: PARZIALE DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE VIADOTTO ESISTENTE

La soluzione alternativa è costituita da un intervento di manutenzione sull'esistente. Nel dettaglio verrebbero mantenute le sottostrutture, con intervento di adeguamento strutturale delle pile e dei pulvini, protezione mediante verniciature epossidiche ecc., demolizione e ricostruzione dell'impalcato, il tutto previa realizzazione di deviazione stradale per mantenimento viabilità esistente.

L'impalcato verrebbe demolito e ricostruito in c.a.p. e soletta collaborante in calcestruzzo armato.

La fasistica realizzativa sarebbe completamente differente rispetto la soluzione e può essere sintetizzata nei punti seguenti:

- FASE 1: REALIZZAZIONE VIABILITA' ALTERNATIVA
 - Interventi per realizzazione pista alternativa al tracciato tra lo sv. Milena sito al Km 40+000 e innesto S.S. 189 in prossimità del Km 37+400;
- FASE 2: COSTRUZIONE VIADOTTO
 - demolizione di sovrastruttura stradale;
 - rimozione delle barriere stradali, segnali e contestuale demolizione della soletta superiore in calcestruzzo;
- FASE 3:
 - demolizione traversi;
 - rimozione e demolizione di travi precomprese;
- FASE 4:
 - rimozione di appoggi e baggioli;

- sistemazione estradosso pulvini;
- sistemazione delle parti ammalorate delle sottostrutture.
- FASE 5:
 - realizzazione degli appoggi;
 - posa di nuove travi in calcestruzzo precompresso;
 - realizzazione di traversi e soletta di completamento;
 - posa di barriere stradali;
 - realizzazione di manto stradale;
 - realizzazione di segnaletica stradale.

Durante tutte queste operazioni si rende quindi necessaria una deviazione stradale di notevole impatto (per una lunghezza di circa 3,6 km), per garantire la continuità dei trasporti durante tutte le lavorazioni.

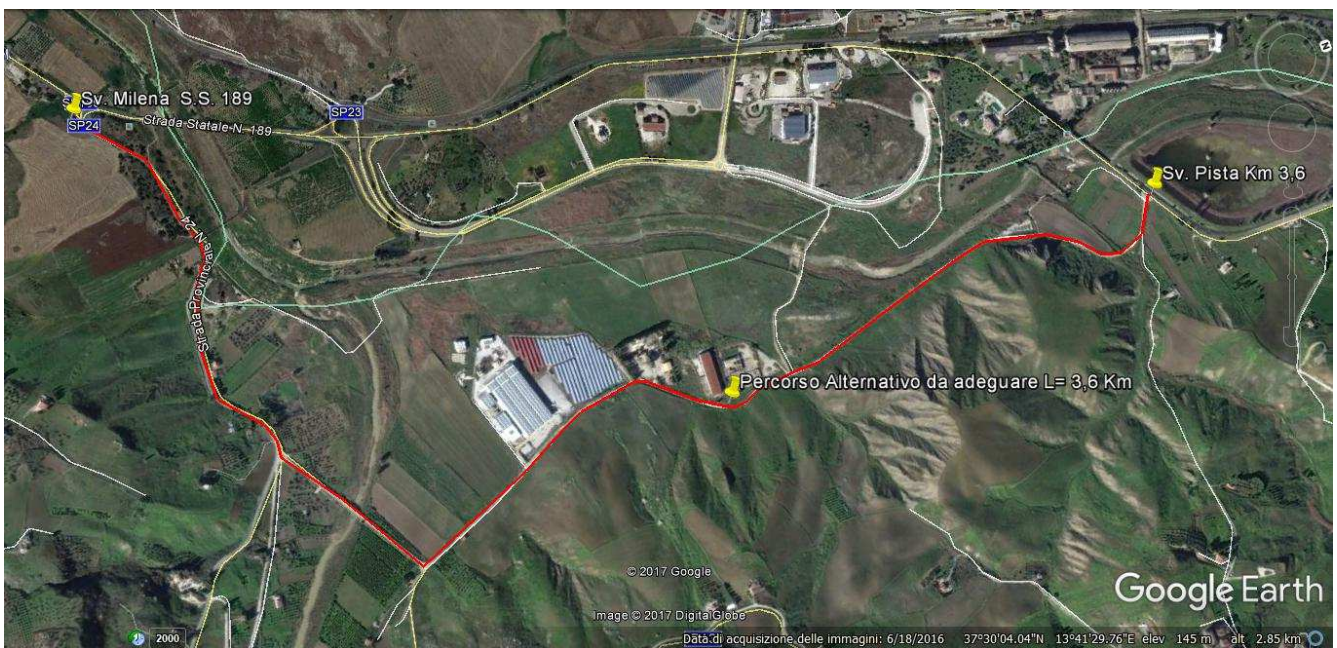


Figura 3-1 Ortofoto – percorso alternativo

Il costo complessivo dell'intervento strutturale e del percorso stradale alterantivo è pari a poco più di € 4.500.000. La soluzione tecnica non dà le medesime garanzie rispetto ad una struttura di nuova costruzione e comporta un notevole disagio alla viabilità attuale. Di non minore importanza è la questione economica, in quanto la soluzione 2 comporta un costo notevolmente superiore. Bisogna altresì precisare che i tempi di realizzazione, con la seconda soluzione, verrebbero ad innalzarsi notevolmente in quanto bisognerebbe procedere in prima fase alla stesura di un primo progetto stradale viabilità alternativa e procedere, prima dell'inizio dei lavori alla eliminazione di interferenze, causa presenta di pali elettrici, nonché ad espropri e/o occupazioni temporanee causa ridotte dimensione della sede esistente.

Si riportano appresso alcune foto dello stato di fatto ritratte dalla viabilità alternativa



Figura 3-2 Foto percorso alternativo – interferenze 1

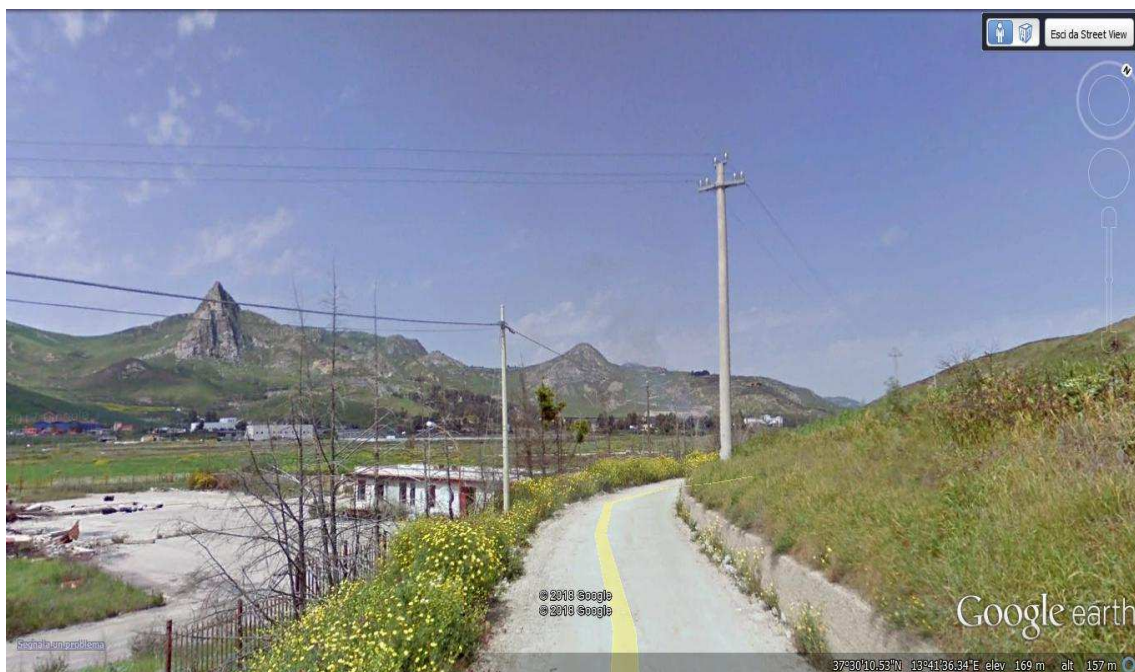


Figura 3-3 Foto percorso alternativo –interferenze 2

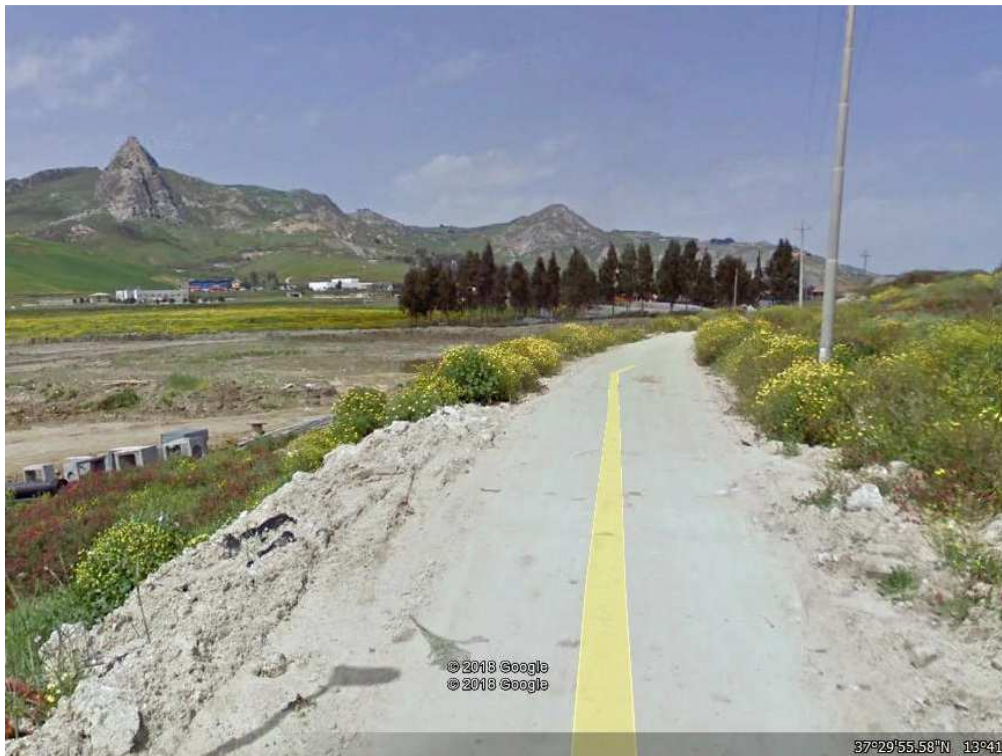


Figura 3-3 Foto percorso alternativo –interferenza, opere di sostegno e regimazione acque 1



Figura 3-4 Foto percorso alternativo –interferenza, opere di sostegno e regimazione acque 2

3 CARATTERISTICHE MATERIALI INTERVENTO DI PROGETTO

Le normative di riferimento per i materiali da adottate nella definizione dell'intervento sono la UNI EN206-1:2001 e la UNI EN1992-1-1:2005 per i calcestruzzi, la UNI EN 1090 e la UNI EN 10025 per gli acciai.

3.1 CONGLOMERATO CEMENTIZIO

3.1.1 Conglomerato cementizio per soletta e cordoli

Classe C35/45	$R_{ck} \geq 45 \text{ MPa}$
• Modulo elastico secante del calcestruzzo	$E_{cm} = 34077 \text{ MPa}$
• Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 45 \text{ MPa}$
• Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 35 \text{ MPa}$
• Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 19,833 \text{ MPa}$
• Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,210 \text{ MPa}$
• Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,247 \text{ MPa}$
• Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c = 1,498 \text{ MPa}$
• Classe di esposizione	XC4+XF4
• Classe di consistenza	S5
• Copriferro nominale	40+5 mm
• Dmax aggregato	20 mm

3.1.2 Conglomerato cementizio per baggioli e ritegni

Classe C35/45	$R_{ck} \geq 45 \text{ MPa}$
• Modulo elastico secante del calcestruzzo	$E_{cm} = 34077 \text{ MPa}$
• Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 45 \text{ MPa}$
• Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 35 \text{ MPa}$
• Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 19,833 \text{ MPa}$
• Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,210 \text{ MPa}$
• Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,247 \text{ MPa}$
• Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c = 1,498 \text{ MPa}$
• Classe di esposizione	XC4+XF4
• Classe di consistenza	S5
• Copriferro nominale	40+5 mm
• Dmax aggregato	20 mm

3.1.3 Conglomerato cementizio per elevazioni pile e spalle

Classe C32/40	$R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
• Modulo elastico secante del calcestruzzo	$E_{cm} = 33345 \text{ MPa}$
• Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40 \text{ MPa}$
• Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32 \text{ MPa}$
• Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18,133 \text{ MPa}$
• Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,024 \text{ MPa}$
• Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,117 \text{ MPa}$
• Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c = 1,411 \text{ MPa}$

- Classe di esposizione XC4+XF4
- Classe di consistenza S4
- Copriferro nominale 35+5 mm
- Dmax aggregato 25 mm

3.1.4 Conglomerato cementizio fondazioni pile e spalle

Classe C25/30	$R_{ck} \geq 30$ MPa
• Modulo elastico secante del calcestruzzo	$E_{cm} = 31475$ MPa
• Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 30$ MPa
• Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 25$ MPa
• Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 14,167$ MPa
• Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,565$ MPa
• Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1,795$ MPa
• Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 1,197$ MPa
• Classe di esposizione	XC2
• Classe di consistenza	S4
• Copriferro nominale	45+5 mm
• Dmax aggregato	32 mm

3.1.5 Conglomerato cementizio per pali di fondazione

Classe C25/30	$R_{ck} \geq 30$ MPa
• Modulo elastico secante del calcestruzzo	$E_{cm} = 31475$ MPa
• Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 30$ MPa
• Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 25$ MPa
• Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 14,167$ MPa
• Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,565$ MPa
• Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1,795$ MPa
• Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 1,197$ MPa
• Classe di esposizione	XC2
• Classe di consistenza	S4-S5
• Copriferro nominale	75+5 mm
• Dmax aggregato	32 mm

3.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

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

- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 450$ MPa
- Tensione caratteristica a rottura $f_{tk} \geq 540$ MPa
- Modulo di deformazione elastico $E_s = 210000$ MPa

3.3 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

In conformità con la norma UNI EN 10025-5:

- Tipo S355J2W+N
- per elementi saldati $t \leq 40$ mm:

- | | |
|-------------------------------------|-----------------------|
| Soglia di snervamento | $f_{yk} \geq 355$ MPa |
| Tensione di rottura | $f_{tk} \geq 510$ MPa |
| - per elementi saldati $t > 40$ mm: | |
| Soglia di snervamento | $f_{yk} \geq 335$ MPa |
| Tensione di rottura | $f_{tk} \geq 490$ MPa |
- Tipo S355J0W
 - per angolari, profilati e piastre (elementi non saldati):

Soglia di snervamento	$f_{yk} \geq 355$ MPa
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 510$ MPa
 - Modulo di deformazione elastico $E_s = 2100000$ MPa
 - I fattori di riduzione delle caratteristiche dei materiali sono assunte in accordo alla tabella 4.2.V di D.M. 14-1-2008 e all'appendice nazionale della EN 1993-2 § 6.1.

3.4 CARATTERISTICHE (eventuali) GIUNZIONI BULLONATE

Trattamento superfici di accoppiamento dei giunti ad attrito con coefficiente di attrito $n = 0.5$ in accordo con UNI EN 1993-1-8 Table 3.7 e coppia di serraggio secondo tabella C4.2.XXI di C.M. 02\02-2009.

- Viti CLASSE 10.9 (UNI EN 14399-4 SISTEMA HV)
- Dadi CLASSE 10 (UNI EN 14399-4 SISTEMA HV)
- Rosette SECONDO UNI EN 14399-6 SISTEMA HV
- Classe funzionale dei bulloni K1

3.5 CARATTERISTICHE (eventuali) GIUNZIONI SALDATE

1° classe in accordo con il D.M. 14/01/2008

3.6 PIOLI

Secondo UNI EN ISO 13918 pioli tipo nelson (per \varnothing e h vedere elaborati grafici):

- Acciaio tipo ST 37-3K (S235J2G3+C450)
- Snervamento $f_{yk} > 350$ MPa
- Rottura $f_{tk} > 450$ MPa
- Allungamento $A > 15\%$
- Strizione $Z > 50\%$

4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA PRINCIPALE IN PROGETTO

4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA

La zona in cui è individuata l'opera esaminata nel presente documento, ricade all'incirca alla Latitudine di 37.493048° e Longitudine di 13.682052°.

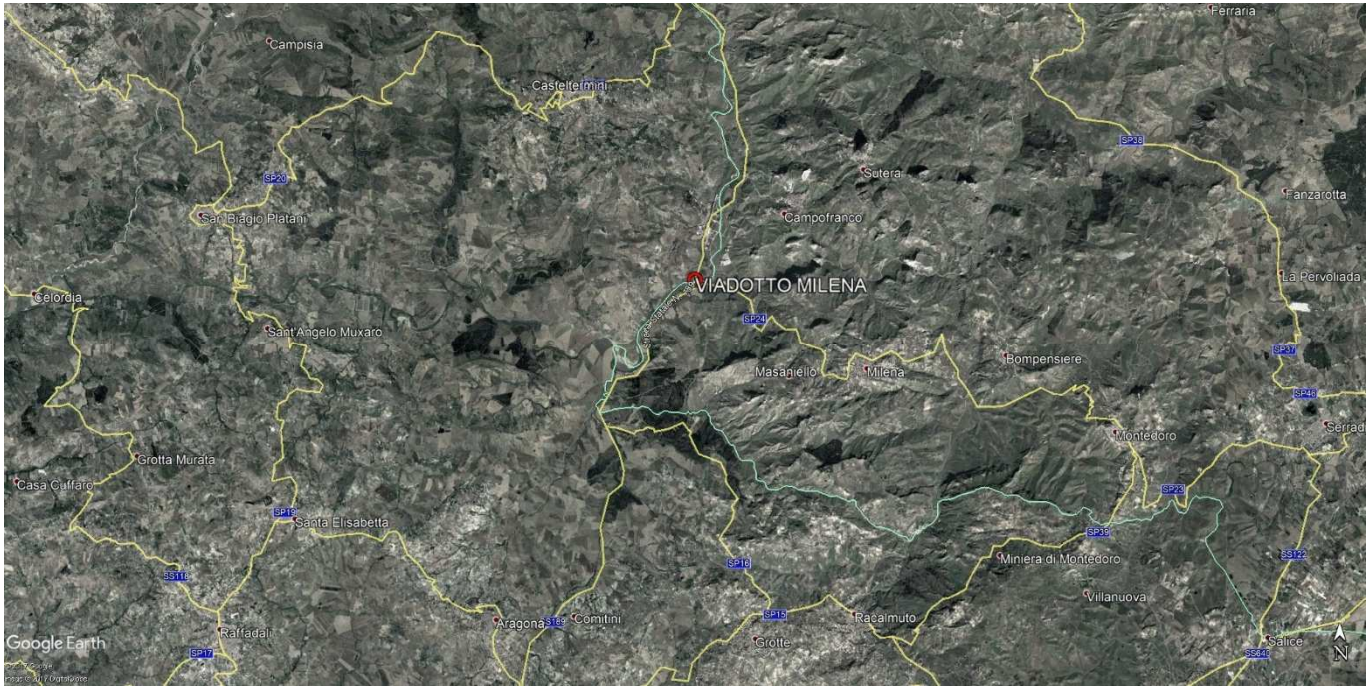


Figura 4-1: Individuazione della zona in cui ricade l'opera

L'opera in esame è la demolizione e ricostruzione di un Viadotto esistente in c.a.p. realizzato negli anni '80-'90:



Figura 4-2: Opera esistente (vista dall'alveo attivo del Fiume Platani)

Per quanto già sopra descritto, attualmente l'opera presenta una soluzione costituita da 5 campate a travi in semplice appoggio di luce ≈ 32 m ciascuna (lunghezza complessiva ≈ 170 m), con andamento piano – altimetrico rettilineo con pendenza longitudinale pressoché nulla e franco libero (tra intradosso impalcato e sottostante fondo dell'alveo attivo del Fiume Platani) di circa 7,5 m. L'attuale impalcato interseca il sottostante Fiume Platani con un angolo di circa 45°, mentre le sottostrutture sono ortogonali all'asse stradale.

L'impalcato è formato da 5 travi in c.a.p. alte 1,6m a interessate di 2,05 m con sbalzi di $\approx 1,05$ m per una larghezza complessiva

di $\approx 10,40$ m. La soletta è di altezza costante pari a 25 cm; i cordoli sono larghi 45 cm. Le pile sono a bi-fusto con sezione circolare piena f1500 di altezza media 5 m, sormontate da un pulvino a sezione rettangolare di dimensioni $B \times H \times L = 2,5 \times 2,0 \times 9,5$ mc; le fondazioni sono su plinti in c.a. a sezione trapezia di dimensioni in pianta $\approx 7,5 \times 10,0$ mq "presumibilmente" fondati su pali.

I corpi spalla sono realizzati all'interno degli argini in terra del Fiume Platani, con conformazione di tipo tradizionale in c.a. il cui paramento frontale ha dimensioni $B \times L = 10,3 \times 5,0$ mq; anche le spalle sono "presumibilmente" fondate su pali.

Non ci sono dati sul tipo di appoggi che sono presenti, ma per gli spessori in gioco si tratta probabilmente di elementi in teflon. I giunti sono del tipo a tampone.

A seguito delle ispezioni condotte sull'opera e a valle delle indagini conoscitive sullo stato di conservazione dei materiali, visto l'elevato grado di deterioramento dell'opera, si è optato per la demolizione e ricostruzione totale dell'attraversamento. Al fine di minimizzare i costi, ridurre i tempi e minimizzare l'impatto della costruzione sull'attuale traffico veicolare della SS189, la nuova opera sarà realizzata in affiancamento all'esistente; in questo modo, solamente a lavori ultimati, la viabilità verrà deviata in via definitiva sulla nuova configurazione di progetto.

Da un punto di vista funzionale-geometrico la scelta progettuale è stata quella di:

- ridurre l'angolo di incidenza della statale rispetto all'attuale corso d'acqua, nel limite del rispetto del D.M. 5-11-2001 sul tracciamento stradale (vedi relazione di tracciamento dedicata)
- ridurre il numero di pile in alveo da 4 a 2, con evidenti benefici in relazione al naturale scorrimento del Fiume Platani
- garantire (o migliorare) l'attuale franco idraulico in relazione massima piena del Fiume Platani (vedi relazione idraulica dedicata)

Considerato quanto sopra, si è optato per una soluzione di impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo bi-trave. Per eliminare gli inconvenienti dovuti alla necessità di manutenzione dell'acciaio è stata adottata la soluzione di acciaio tipo "CORTEN". Tutte le giunzioni saranno del tipo saldato. Per gran parte di esse la saldatura avverrà in stabilimento in condizioni più agevoli e controllate.

L'opera si sviluppa con andamento planimetrico rettilineo su una via di corsa di larghezza massima $B = 12,00$ m (dei quali 10,50 carrabili) e si presenta inclinato rispetto alla direzione di scorrimento dell'attuale Fiume Platani (angolo di incidenza 63°); l'angolo tra l'asse longitudinale del ponte e l'asse appoggi è pari a 90° . Da un punto di vista statico, la struttura è continua su 4 appoggi con luce di calcolo pari a ≈ 156 m (luci $46+64+46$).

L'impalcato è costituito da due travi metalliche ad anima verticale che collaborano con una soletta di spessore 24,5 cm gettata su predalles metalliche tralicciate collaboranti di sp. 5 mm. La connessione tra la soletta e la struttura metallica viene eseguita mediante pioli tipo Nelson. Le travi principali che compongono la struttura sono a doppio T costituite da piatti saldati in officina e presentano un'altezza variabile lungo lo sviluppo del ponte ($h_{min}=1240$ mm in corrispondenza dell'asse appoggi spalle \ $h_{max}=2872$ mm in corrispondenza dell'asse appoggi pile) a interasse 6,00 m.

L'impalcato garantisce la distribuzione dei carichi eccentrici secondo un comportamento flesso-torsionale grazie all'impiego di traversi costituiti da profilati doppio T HEA600 estradossati (a contatto con la soletta in c.a.), disposti con un passo variabile fra 3-4 m. I traversi presentano inoltre uno sbalzo di 3 m ad altezza variabile rispetto alle travi principali, al fine di ridurre le sollecitazioni in soletta.

Tutti i giunti di composizione dell'impalcato sono previsti saldati; pertanto dovranno essere impiegate maestranze in possesso di qualifica per saldature in cantiere.

La stabilità delle lamiera d'anima è garantita dalla presenza di irrigidimenti verticali con passo massimo longitudinale 2 m e dalla presenza di irrigidimenti longitudinali posto a una distanza compresa tra 600 mm e 900 mm dalla piattabanda inferiore, realizzato con un piatto 200x20 mm con sviluppo complessivo di 45 m, disposto in corrispondenza di ciascuna pila.

Le spalle sono in c.a. con configurazione a "trave cuscino" con paraghiaia e muri andatori incastrati sulla fondazione di sp.150 cm. La sezione trasversale della spalla è costituita dal muro paraghiaia di spessore di 60 cm che si eleva fino a quota pavimentazione; i muri andatori hanno spessore costante pari a 70 cm. Le orecchie di risvolto proseguono con il medesimo spessore dei muri andatori. La fondazione è realizzata con n°6 pali trivellati f1500 di lunghezza 30 m.

Le pile sono in c.a. con sezione trasversale realizzata mediante un fusto circolare f2500 sormontato da un pulvino trapezio di dimensioni $B \times H \times L = 3,0 \times 3,0 \times 8,2$ mc. L'elevazione ha altezza massima pari a 5 m e si intesta sul plinto di fondazione in c.a. di dimensione $B \times H \times L = 12,0 \times 2,0 \times 12,0$ mc. La fondazione è realizzata con n°9 pali trivellati f1500 di lunghezza 30 m.

Per l'impalcato è previsto il ricorso ad un sistema di isolamento sismico tramite isolatori ad attrito a doppia curvatura; per

assorbire le azioni orizzontali in fase statica (ed avere quindi spostamenti trasversali nulli) vengono inserite delle guide longitudinali per ogni asse di scarico opportunamente dimensionate.

I giunti sono previsti solo su spalle del tipo in gomma armata con scorrimenti ± 150 mm; è ammessa la rottura trasversale dei giunti in fase sismica, avendo però cura di garantire l'adeguato franco fra le strutture prescritto, per evitare fenomeni di martellamento.

4.2 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO

Nel D.M. 14-01-2008 si forniscono invece indicazioni legate al livello prestazionale che si vuole raggiungere, inserendo il concetto probabilistico nella definizione dell'azione sismica.

In generale per le opere di nuova realizzazione, 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 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 rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 DM 14-01.2008.

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 rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Le caratteristiche prestazionali che verranno adottate nel proseguo delle analisi sono definite in accordo al §2.4 del D.M. 14-01-2008 e di seguito riportate:

- vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a $V_N = 100$ anni.
- classe d'uso assunta è la IV, da cui $C_U = 2$.

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

- $V_R = V_N \cdot C_U = 200$ anni

Pertanto i valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{V_R} , a cui si riferirsi per individuare l'azione sismica agente sono:

$$P_{V_R}(\text{SLD}) = 53,08\%$$

$$P_{V_R}(\text{SLV}) = 9,75\%$$

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

$$T_R(\text{SLD}) = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = 264 \text{ anni}$$

$$T_R(\text{SLV}) = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = 1950 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c .

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, 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).

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

Per SLD → ($a_g=0,0502g$; $F_0=2,483$; $T^*_c=0,3482s$)

Per SLV → ($a_g=0,0927g$; $F_0=2,743$; $T^*_c=0,4815s$)

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "B" (vedi indagini MASW eseguite).

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s(\text{SLD}) = 1,20 \quad S_s(\text{SLV}) = 1,20$$

L'opera è collocata in una zona che presenta un pendio con pendenza media inferiore a 15°, e pertanto le caratteristiche della superficie topografica possono essere assunte come categoria T1 per la classificazione sismica.

Il valore di amplificazione topografica risulta $S_T = 1,0$.

L'accelerazione massima è valutata con la relazione:

$$a_{\max}(\text{SLD}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,20 \cdot 1,0 \cdot 0,0502 = 0,0602g$$

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,20 \cdot 1,0 \cdot 0,0927 = 0,1112g$$

È bene evidenziare fin da subito che il sistema di vincolamento è stato verificato assumendo un fattore di struttura $q=1$, adottando un comportamento elastico lineare fino a rottura delle sottostrutture.

4.3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO

Al fine di caratterizzare i terreni in sito è stata condotta una campagna indagini dalla società SIDERCEM S.r.l. su incarico di ANAS S.p.A. (vedi relazione Protocollo 0351729-P del 06-07-2017).

Le indagini eseguite in sito consistono in:

Denominaz. Sondaggio	Prof. carotaggio [m]	Prof. rivestimento [m]	N° Casette	N° Campioni Indisturbati	N° Campioni Rimaneggiati	Prova geofisica
S1	25	25	5	3		MASW
S2	25	25	5	3		
S3	30	30	6	2		

L'ubicazione dei sondaggi e delle indagini geofisiche è riportata nella **Figura 4-3**.

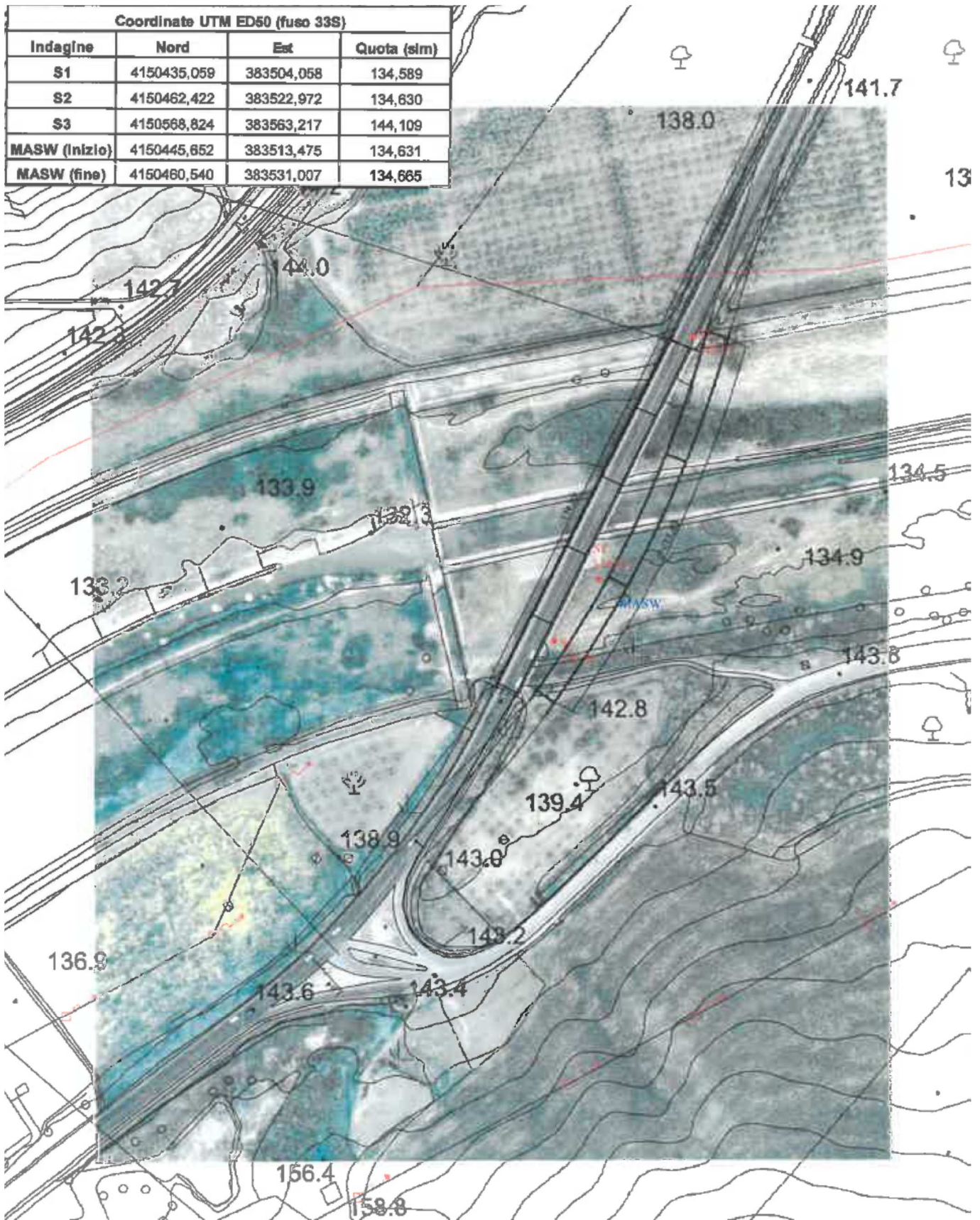


Figura 4-3: Ubicazione delle indagini

Le stratigrafie ottenute dai sondaggi sono riportate nella relazione Protocollo 0351729-P del 06-07-2017 a cui si rimanda per

maggiori dettagli.

L'attività di Laboratorio è stata condotta eseguendo le seguenti prove:

Campione	Profondità [m dal p.c.]	Prove di identificazione						Prove meccaniche						
		γ	γ_s	w_n	w_p	w_L	AG	TD	TR	TXUU	TXCU	TXCD	EDO	ELL
S1C1	06,20 - 06,70	●	●	●	●	●	●	●						
S1C2	13,70 - 14,20	●	●	●	●	●	●	●				●	●	
S1C3	22,40 - 22,70	●	●	●	●	●	●	●				●		
S2C1	07,70 - 08,20	●	●	●	●	●	●	●				●	●	
S2C2	13,05 - 13,55	●	●	●	●	●	●	●	●					
S2C3	18,00 - 18,50	●	●	●	●	●	●	●				●	●	
S3C1	15,50 - 16,00	●	●	●	●	●	●	●	●					
S3C2	25,50 - 25,60	●	●	●	●	●	●	●				●	●	

- TXUU Prove di compressione triassiale non consolidata non drenata
- TXCU Prove di compressione triassiale consolidata non drenata
- TXCD Prove di compressione triassiale consolidata drenata
- T.D. Prova di taglio diretto
- T.R. Prova di taglio residuo
- EDO Prova di compressione edometrica
- γ Massa volumica apparente umida
- γ_s Massa volumica reale
- w_n Umidità naturale
- w_p Limite plastico
- w_L Limite liquido
- AG Stacciatura e sedimentazione

Il riassunto dei risultati ottenuti dalla campagna indagini sono riportati in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**; per l'analisi completa di ciascuna prova eseguita si rimanda alla relazione Protocollo 0351729-P del 06-07-2017.

5 CARATTERISTICHE STRADALI

5.1 SEZIONI TIPO E PACCHETTO STRADALE

La sezione tipo dell'asse principale rientra nella categoria C1 extraurbane secondarie della classificazione introdotta dalle nuove "norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade". La sezione tipo adottata è composta da due corsie per senso di marcia della larghezza di m. 3.75 ciascuna, oltre alla banchina della larghezza di m. 1.50.

La larghezza complessiva della piattaforma è di 10.50 m. e l'organizzazione delle carreggiate risulta essere la seguente:

- banchina esterna: 2 * m 1.50 3.00
- corsie di marcia: 2 * m 3.75 7.50

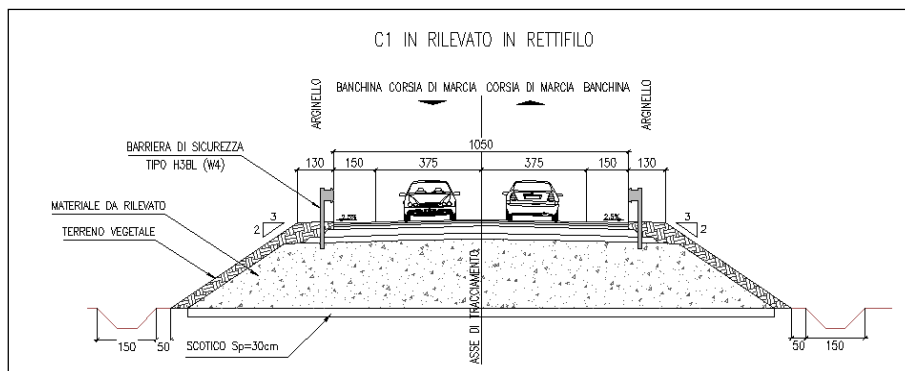


Figura 5-1: Sezione tipo categoria C1

Il nuovo assetto viabilistico comporta una riprofilatura dei cigli nella zona di raccordo con lo svincolo a livelli sfalsati esistente, per tale area si è scelto di mantenere inalterate le dimensioni delle corsie di svincolo.

Le rampe di svincolo previste sono monodirezionali ad una corsia aventi sezione pavimentata così organizzata:

banchina:	2 * m 1.00	2.00
corsie di marcia:	1 * m 4.00	4.00

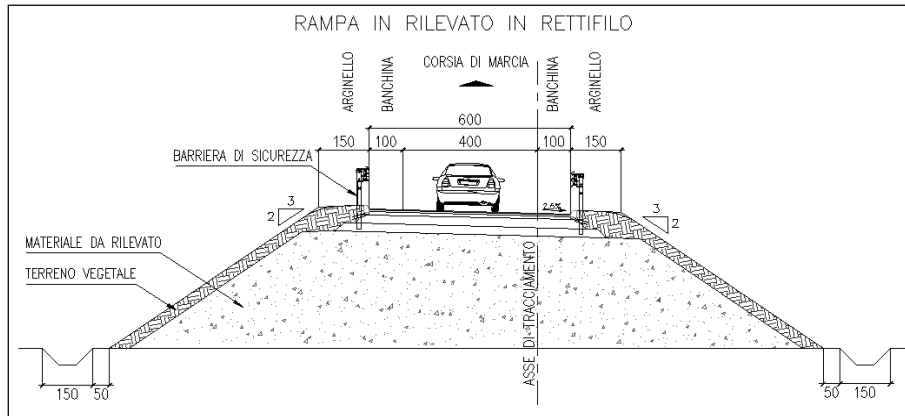


Figura 5-2: Sezione tipo rampe

Per garantire la continua osservanza delle verifiche di visibilità laddove necessario sono stati previsti idonei allargamenti della piattaforma stradale.

Nei tratti in rilevato la piattaforma pavimentata è completata da arginelli in terra di larghezza pari a 1.50 m, rialzati di circa 5.0 cm dal piano del finito. L'arginello ha la funzione di consentire l'inserimento delle barriere di sicurezza e degli elementi componenti il sistema di smaltimento delle acque di piattaforma. Sempre in corrispondenza degli arginelli troveranno collocazione i pozzetti di ispezione per gli impianti tecnologici e, dove previste, le opere di fondazione per l'installazione di barriere fono-assorbenti ed i corpi illuminanti.

Le scarpate sia in rilevato che in trincea sono previste con pendenza al 2/3 ed inerbite superficialmente stendendo una coltre superficiale spessa 30 cm e successivo inerbimento. La protezione del piede del rilevato o della testa scarpa in trincea viene garantita costruendo fossi di guardia in terra o rivestiti.

Per quanto riguarda il pacchetto stradale si è proceduto utilizzando il metodo AASHTO Design of pavements structures per la progettazione delle pavimentazioni flessibili e semirigide.

Il metodo di dimensionamento (AASHTO Guide Design of Pavement Structures) si fonda sul contributo di 4 fattori che considerano i seguenti aspetti:

1. Traffico di progetto;
2. Grado di affidabilità del procedimento di dimensionamento;
3. Decadimento limite ammissibile della sovrastruttura;
4. Caratteristiche degli strati (Numero di struttura SN).

5.1.1 Traffico

Generalmente il dato di partenza è il traffico giornaliero medio TGM, che transita o si presume transiterà nell'infrastruttura nel primo anno di vita utile. Questo dovrà essere corretto considerando i seguenti fattori:

- L'evoluzione del traffico nel corso degli anni (r). È alquanto difficile poter prevederne l'esatta evoluzione, in genere si assiste a tassi di crescita maggiori nei primi anni di vita tassi che poi si riducono nel tempo. In mancanza di dati più precisi si può assumere un tasso compreso tra il 2%+3% nel primo periodo di vita utile, 1 ÷ 2% nel medio periodo di vita utile e 1% nell'ultima parte;
- La distribuzione del traffico per senso di marcia (pd). In genere si può assumere che il TGM si suddivida equamente nelle due direzioni. In particolari situazioni, legate a fenomeni di pendolarismo si può verificare una diversa

suddivisione (70% in un senso, 30% nell'altro);

- La percentuale di veicoli commerciali (p). Questa varia da valori nulli se il transito è interdetto a questa categoria di mezzi, fino ad assumere valori del 30 ÷ 40%. Valori medi sono compresi intorno tra 10 ÷ 15%;
- Percentuale di traffico commerciale che transita nella corsia lenta (pl). Non tutti i veicoli commerciali transitano nella corsia lenta; parte di questi, soprattutto quelli con minor carico, raggiungono velocità tali da impegnare anche le altre corsie. Si considera questo aspetto ipotizzando che (generalmente) il 95% di tutti i veicoli commerciali transiti sulla corsia lenta;
- La dispersione delle traiettorie (d). La traiettoria seguita dalle ruote, come già accennato, non è sempre la stessa, ma si disperde nell'intorno di un valore medio. Si tiene conto di ciò riducendo (in genere) del 20%, il TGM;
- La distribuzione dei carichi del traffico commerciale. I veicoli che lo compongono non hanno gli stessi carichi per asse determinando livelli di sollecitazione differenti. Per omogeneizzare i risultati si ricorre al concetto di asse equivalente che la progressione del danno prodotto varia in modo esponenziale con il carico stesso.

Nel caso in esame i dati di traffico utilizzati per il calcolo della pavimentazione stradale, nonché per la scelta del tipo di barriera, sono stati desunti da postazioni Anas presso la località Aragona distante dall'opera in questione circa 16 Km:

VIADOTTO Milena S.S. 189 Km 39+800

Postazione 3219 - Km 56+017 Aragona					Rilevazione ANNO 2015			
Veicoli Leggeri					Veicoli Pesanti			
Dati di traffico	06:00-20:00	20:00-22:00	22:00-06:00	Compl. 24 h	06:00-20:00	20:00-22:00	22:00-06:00	Compl. 24 h
Flusso asc.	4343	341	309	4993	316	15	31	362
Flusso disc.	3796	477	379	4652	264	11	45	320
				<u>9645</u>	580	26	76	<u>682</u>

TGM Totale= 10327

Traffico Tipo = II

% traffico Pesante= 6,60

Postazione 3219 - Km 56+017 Aragona					Rilevazione ANNO 2016			
Veicoli Leggeri					Veicoli Pesanti			
Dati di traffico	06:00-20:00	20:00-22:00	22:00-06:00	Compl. 24 h	06:00-20:00	20:00-22:00	22:00-06:00	Compl. 24 h
Flusso asc.	3512	211	181	3904	157	5	10	172
Flusso disc.	3006	294	198	3498	135	3	15	153
				7402	292	8	25	325

TGM Totale= 7727

Traffico Tipo = I

% traffico Pesante= 4,21

Yoder ha proposto l'espressione $C_{eq} = 2^{0.78(x-y)}$ dove x è il peso dell'asse in esame ed y il peso dell'asse equivalente standard.

Ricerche più recenti mostrano il seguente legame: $C_{eq} = (x/y)^4$. La dipendenza dalla 4a potenza è stata studiata con riferimento all'asse standard da $y=80$ KN ed è riconosciuta valida internazionalmente.

Il numero medio degli assi di un generico veicolo commerciale. Questo è compreso tra 2 e 5. Se si tiene conto della distribuzione delle differenti classi di veicoli commerciali, si può assumere un valore compreso tra 2.25 e 2.7. È bene precisare che con corsia lenta si intende o la corsia destra di marcia normale o, se presente, la corsia di arrampicamento, quando la pendenza della livelletta e la percentuale di veicoli pesanti la rendono necessaria. Il numero N di assi cumulati alla fine della vita utile potrà determinarsi moltiplicando il TGM per i parametri suddetti:

$$N = 365 \cdot TGM \cdot p_d \cdot p \cdot p_l \cdot d \cdot C_{eq} \cdot n_a \cdot \frac{(1+r)^n - 1}{r}$$

Il numero di assi che transitano in un giorno dell'ultimo anno della vita utile sarà:

$$N_g = TGM \cdot p_d \cdot p \cdot p_l \cdot d \cdot C_{eq} \cdot n_a \cdot (1+r)^n$$

Assumendo valida la legge della 4a potenza e che un asse da 18 kip coincida con l'asse standard da 80 KN (8 t), la valutazione del traffico cumulato W18 in ESAL può essere condotta noto lo spettro di traffico.

DETERMINAZIONE TRAFFICO DI PROGETTO W18

A) TIPO DI DETERMINAZIONE SINTETICA/ANALITICA S/A =

A

B) DETERMINAZIONE SINTETICA

Numero assi al giorno per corsia =		10'327	assi/giorno
Peso asse =		8	tonnellate
Numero giorni commerciali per settimana (gg) =		5	
Numero settimane commerciali per anno (n.sett.) =		52	
Tasso crescita traffico durante la vita utile	r =	0.2	
Vita utile in anni	(n) =	10	
Numero transiti totali W ₁₈ =		69'699'581	Assi da 8 t

C) DETERMINAZIONE ANALITICA

TGM =		10'327	
Numero giorni commerciali per settimana (gg) =		5	
Numero settimane commerciali per anno (n.sett.) =		52	
Aliquota di traffico per direzione più carica (pd) =		0.55	
Percentuale veicoli commerciali (p) =		6.6	
Aliquota di veicoli commerciali sulla corsia di marcia normale (pl) =		0.7	
Coefficiente di dispersione delle traiettorie (d) =		0.55	
Numero medio di assi per veicolo commerciale	(na) =	2.5	
Tasso crescita traffico durante la vita utile	r =	0.1	
Vita utile in anni	(n) =	10	

Spettro traffico (distribuzione delle 16 categorie dei veicoli considerati dal Catalogo Italiano delle pavimentazioni per strada tipo B)

Tipo veicolo commerciale	Percentuale %		Peso assi (ton)															
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13			
1	0.00%	Numero di assi distribuiti per peso	1	1														
2	13.10%			1	1													
3	39.50%					1			1									
4	10.50%						1						1					
5	7.90%					1				2								
6	2.60%							1				2						
7	2.60%					1			2	1								
8	2.50%							1					3					
9	2.60%					1			4									
10	2.50%							1			2	2						
11	2.60%					1				3		1						
12	2.60%							1					1					
13	0.50%						1							1	3			
14	0.00%					1				1								
15	0.00%								1			1						
16	10.50%						1			1								

Tipo veicolo commerciale	Percentuale %		Frequenze parziali degli assi																
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13				
1	0.00%	Frequenza degli assi distribuiti per peso																	
2	13.10%			13.1%	13.1%														
3	39.50%					39.5%				39.5%									
4	10.50%						10.5%							10.5%					
5	7.90%					7.9%				15.8%									
6	2.60%							2.6%				5.2%							
7	2.60%						2.6%			5.2%	2.6%								
8	2.50%								2.5%			7.5%							
9	2.60%						2.6%			10.4%									
10	2.50%								2.5%		5.0%	5.0%							
11	2.60%							2.6%			7.8%	2.6%							
12	2.60%									2.6%			2.6%						
13	0.50%								0.5%						0.5%	1.5%			
14	0.00%																		
15	0.00%																		
16	10.50%								10.5%		10.5%								
TOTALE	253.1%		13.1%	13.1%	55.2%	21.5%	10.2%		89.2%	15.4%	20.3%	13.1%	0.5%	1.5%					

Peso asse (ton)	Frequenza asse	Coefficiente equivalenza 4^	Transiti da 8 t
1	0.0%	0.00024	0.00%
2	13.1%	0.00391	0.05%
3	13.1%	0.01978	0.26%
4	55.2%	0.06250	3.45%
5	21.5%	0.15259	3.28%
6	10.2%	0.31641	3.23%
7	0.0%	0.58618	0.00%
8	89.2%	1.00000	89.20%
9	15.4%	1.60181	24.67%
10	20.3%	2.44141	49.56%
11	13.1%	3.57446	46.83%
12	0.5%	5.06250	2.53%
13	1.5%	6.97290	10.46%
TOTALE	253.1%	TOTALE	233.51%

Il passaggio di 100 veicoli commerciali determina il transito di 253.1 assi di differente peso, che corrispondono al passaggio di 233.5 assi equivalenti da 8 t.

Numero transiti totali $W_{18} = 11'820'277$ Assi da 8 t

D) VALORE DI CALCOLO W_{18} : $11'820'277$ Assi da 8 t

5.1.2 Affidabilità

Questo fattore di dimensionamento considera le condizioni aleatorie che possono incidiare le previsioni di traffico e le prestazioni delle pavimentazioni. L'affidabilità di un processo di dimensionamento della pavimentazione è probabilità che la sezione dimensionata possa mantenersi in condizioni accettabili durante tutta la vita utile.

Uno dei dati assunti in fase di progetto è il valore del traffico cumulato sopportabile dalla sovrastruttura W_t in ESAL. Inoltre, viene anche assunta una legge di crescita che, per ciascun anno, fornisce il valore cumulato W_t di ESAL transitati sino a quel momento.

Nella realtà si verificheranno differenze tra questo ultimo e il valore di assi realmente transitato N_t , l'errore che si commette è dovuto al fatto che la pavimentazione andrà fuori servizio per un valore di ESAL pari a N_t invece di quello previsto in sede di progetto e pari a W_t .

Si assume per tali errori una distribuzione statistica di tipo normale (gaussiana).

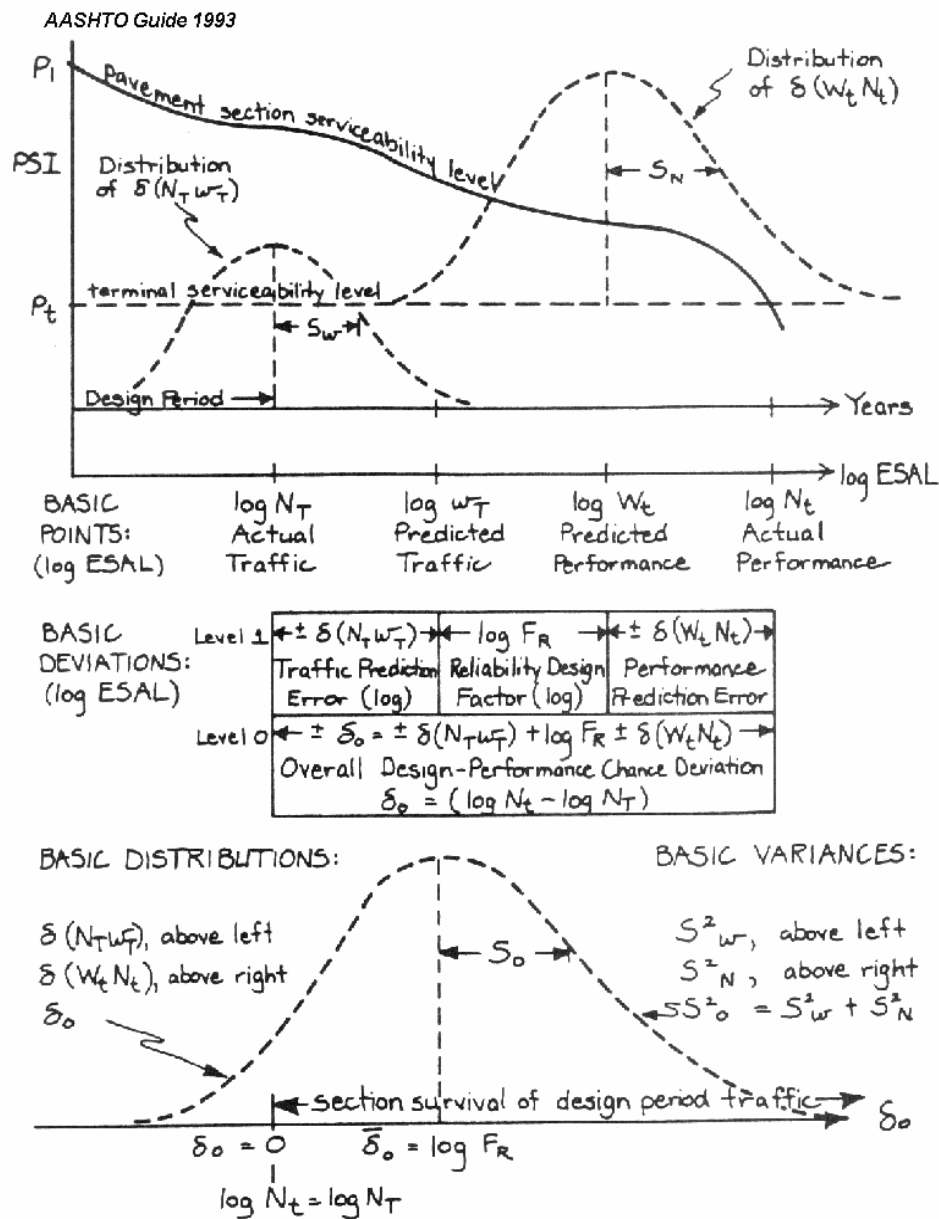
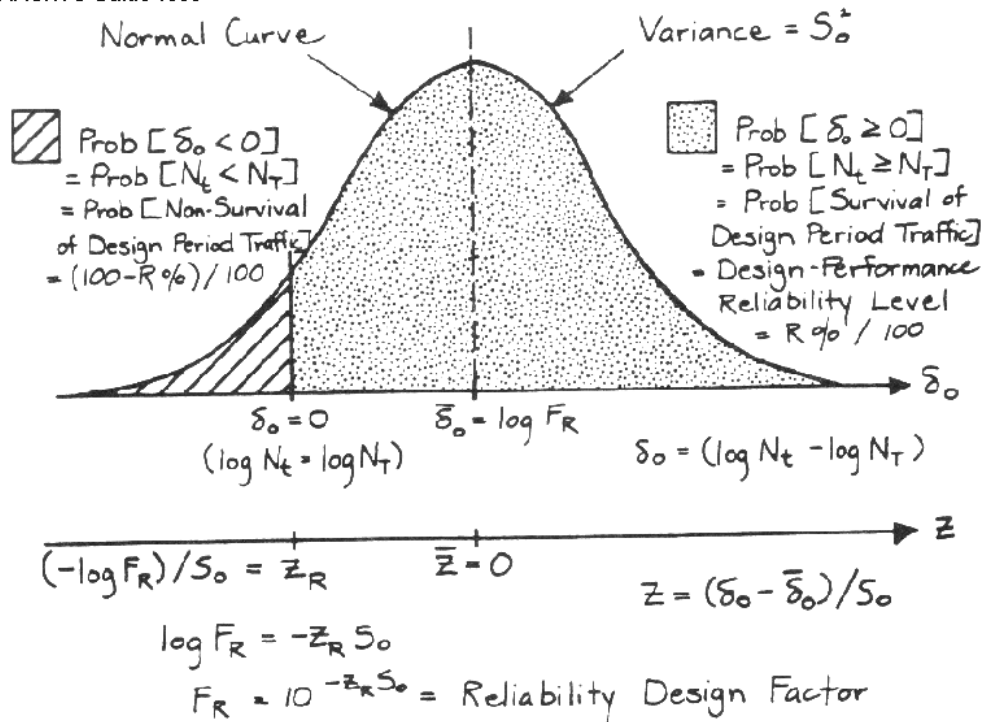


Figure 4.3. Basic Probability Distributions for Design-Performance Reliability

AASHTO Guide 1993



NOTE 1. The value of z_R is determined by the value of R , and is obtained from standard normal curve area tables by entering $(100-R\%)/100$ for the tail area from $-\infty$ to z_R .

NOTE 2. If $\log F_R = 0$, $z_R = 0$, $F_R = 1$, and $R = 50\%$. Thus the probability for design period survival is 50% if the traffic prediction (w_T) is substituted directly for w_t in the performance prediction (design) equation.

NOTE 3. For fixed R (hence fixed z_R), F_R increases (or decreases) as $S_0 = \sqrt{S_w^2 + S_N^2}$ increases (or decreases). F_R accounts for the total chance variation in traffic predictions and performance predictions.

Definition of Reliability and Evaluation of Reliability Design Factor

Nel metodo AASHTO l'affidabilità R (reliability) viene introdotta attraverso i coefficienti S_0 e z_R . S_0 rappresenta la deviazione standard nella predizione del traffico e della prestazione attribuita alla pavimentazione. z_R è l'ascissa della distribuzione standard ridotta. Senza entrare nei dettagli analitici è facile dimostrare che il Fattore di Affidabilità di Progetto F_R è tale che:

$$F_R = \frac{W_t}{W_T} = 10^{-z_R S_0}$$

L'affidabilità R rappresenta la probabilità che un determinato evento accada. Affermare che $R=95\%$ significa che in 95 casi su cento le previsioni di progetto (traffico, prestazione pavimentazione) consentono di raggiungere la prefissata vita utile. Viceversa nel 5% dei casi ciò non si verifica. Per ciascun valore di R esiste un ben determinato valore di deviazione standard ridotta z_R .

AASHTO Guide 1993

Table EE.9. Evaluation of reliability design factor for specified reliability and overall variance levels.

Lower Limit of S_Q Range $(S_Q - .005)^2$	Est. Std. Dev. S_Q	Reliability Level (R) & Corresponding Normal Curve Abscissa (Z_R)							
		R=50%	R=60%	R=70%	R=80%	R=90%	R=95%	R=99%	R=99.9%
		$Z_R = .000$	$Z_R = .253$	$Z_R = .524$	$Z_R = .841$	$Z_R = 1.28$	$Z_R = 1.64$	$Z_R = 2.32$	$Z_R = 3.09$
.0600	.25	1.00	1.16	1.35	1.62	2.09	2.58	3.82	5.92
.0650	.26	1.00	1.16	1.37	1.65	2.15	2.68	4.03	6.36
.0702	.27	1.00	1.17	1.39	1.69	2.22	2.78	4.25	6.83
.0756	.28	1.00	1.18	1.40	1.72	2.29	2.89	4.48	7.33
.0812	.29	1.00	1.18	1.42	1.75	2.35	3.00	4.73	7.87
.0870	.30	1.00	1.19	1.44	1.79	2.42	3.12	4.99	8.45
.0930	.31	1.00	1.20	1.45	1.82	2.50	3.24	5.26	9.08
.0992	.32	1.00	1.20	1.47	1.86	2.57	3.36	5.55	9.75
.1056	.33	1.00	1.21	1.49	1.89	2.65	3.49	5.86	10.5
.1122	.34	1.00	1.22	1.51	1.93	2.73	3.62	6.18	11.2
.1190	.35	1.00	1.23	1.53	1.97	2.81	3.76	6.52	12.1
.1260	.36	1.00	1.23	1.54	2.01	2.89	3.91	6.88	13.0
.1332	.37	1.00	1.24	1.56	2.05	2.98	4.06	7.26	13.9
.1406	.38	1.00	1.25	1.58	2.09	3.07	4.22	7.66	14.9
.1482	.39	1.00	1.26	1.60	2.13	3.16	4.38	8.08	16.0
.1560	.40	1.00	1.26	1.62	2.17	3.26	4.55	8.53	17.2
.1640	.41	1.00	1.27	1.64	2.21	3.35	4.73	9.00	18.5
.1722	.42	1.00	1.28	1.66	2.26	3.45	4.91	9.49	19.9
.1806	.43	1.00	1.28	1.68	2.30	3.56	5.10	10.0	21.3
.1892	.44	1.00	1.29	1.70	2.34	3.66	5.29	10.6	22.9
.1980	.45	1.00	1.30	1.72	2.39	3.77	5.50	11.1	24.6
.2070	.46	1.00	1.31	1.74	2.44	3.89	5.71	11.8	26.4
.2162	.47	1.00	1.31	1.76	2.48	4.00	5.93	12.4	28.3
.2256	.48	1.00	1.32	1.78	2.53	4.12	61.6	13.1	30.4
.2352	.49	1.00	1.33	1.81	2.58	4.25	6.40	13.8	32.7
.2450	.50	1.00	1.34	1.83	2.63	4.38	6.65	14.6	35.1
.2550	.51	1.00	1.35	1.85	2.68	4.51	6.90	15.4	37.7
.2652	.52	1.00	1.35	1.87	2.74	4.64	7.17	16.2	40.4
.2756	.53	1.00	1.36	1.90	2.79	4.78	7.44	17.1	43.4
.2916	.54	1.00	1.37	1.92	2.84	4.92	7.73	18.1	46.6
.2970	.55	1.00	1.38	1.94	2.90	5.07	8.03	19.0	50.1
.3080	.56	1.00	1.39	1.97	2.96	5.22	8.34	20.1	53.8
.3192	.57	1.00	1.39	1.99	3.02	5.38	8.66	21.2	57.7
.3306	.58	1.00	1.40	2.01	3.07	5.54	9.00	22.4	62.0
.3422	.59	1.00	1.41	2.04	3.13	5.71	9.34	23.6	66.5
.3540	.60	1.00	1.42	2.06	3.20	5.88	9.71	24.9	71.4

La valutazione di FR consente di valutare il fattore $Z_R \cdot S_Q$ presente nella formula di dimensionamento proposta dall'AASHTO. Le indagini condotte dall'AASHTO raccomandano per pavimentazioni di tipo flessibile e semirigido un valore di S_Q compreso tra 0.40 e 0.50. Valori inferiori sottintendono il fatto che il reale comportamento del traffico e dell'efficienza della pavimentazione è meno disperso intorno al valore medio.

La tabella EE.9 proposta dall'AASHTO Guide consente per un dato valore di affidabilità R e S_Q di determinare il valore di FR. Il valore di affidabilità R sono consigliati in funzione dell'importanza dell'infrastruttura stradale, come mostrato nella tabella 9 del Catalogo Italiano delle Pavimentazioni Stradali.

Tabella 9 - Affidabilità e PSI

Tipo di strada	Affidabilità (%)	PSI
1) Autostrade extraurbane	90	3
2) " urbane	95	3
3) Strade extr. principali e secondarie a forte traffico	90	2.5
4) Strade extraurbane secondarie - ordinarie	85	2.5
5) " " " -turistiche	80	2.5
6) Strade urbane di scorrimento	95	2.5
7) " " di quartiere e locali	90	2
8) Corsie preferenziali	95	2.5

5.1.3 Decadimento limite ammissibile della sovrastruttura

L'indice assunto dall'AASHTO per valutare il decadimento delle sovrastrutture è il Present Serviceability Index PSI. Esso viene definito in funzione della media delle variazioni della pendenza del profilo, della profondità delle ormaie, della superficie delle buche e dei rattoppi, o di lesioni di determinate caratteristiche riferite all'unità di superficie.

$$PSI = 5.03 - 1.91 \log(1 + SV) - 0.01 \sqrt{C + P} - 1.38 RD$$

con:

SV = media delle variazioni di pendenza del profilo longitudinale

C = area delle buche e dei rappezzati, per unità di superficie;

P = area fessurata o lesionata con particolari caratteristiche, per unità di superficie;

RD = media della misura di profondità delle ormaie.

I valori variano da valori ottimi pari a 5 all'inizio della vita utile a valori limite di 0 quando l'efficienza della pavimentazione è nulla. Tuttavia livelli inferiori a 1 ÷ 1.5 non sono in genere accettabili poiché sarebbero compromessi i livelli di servizio e la sicurezza della strada. I valori limite ammissibili dipendono dall'importanza del collegamento stradale: quanto questo sarà maggiore tanto più alto deve essere il limite ammissibile di PSI.

Possono essere assunti i valori riportati nella tabella n°9 del Catalogo Italiano delle Pavimentazioni.

Tabella 9 - Affidabilità e PSI

Tipo di strada	Affidabilità (%)	PSI
1) Autostrade extraurbane	90	3
2) " urbane	95	3
3) Strade extr. principali e secondarie a forte traffico	90	2.5
4) Strade extraurbane secondarie - ordinarie	85	2.5
5) " " " -turistiche	80	2.5
6) Strade urbane di scorrimento	95	2.5
7) " " di quartiere e locali	90	2
8) Corsie preferenziali	95	2.5

I valori iniziali di PSI difficilmente sono pari a 5. Valori più realistici sono compresi tra 4.5 ÷ 4.8.

5.1.4 Caratteristiche degli strati (numero di struttura SN)

Nel metodo ad ogni strato viene assegnato un coefficiente di struttura, che rappresenta il contributo dello strato alla prestazione complessiva della pavimentazione.

Un ulteriore fattore viene introdotto per considerare gli effetti del drenaggio. Il contributo di ogni singolo strato alla prestazione complessiva della pavimentazione è dato dal prodotto dei 2 coefficienti a_i , d_i per il suo spessore H_i .

$$SN_i = a_i H_i d_i$$

SN_i = numero di struttura dell'i-esimo strato [inch];

a_i = coefficiente di strato dell'i-esimo strato [adimensionale];

H_i = spessore dell'i-esimo strato [inch].

d_i = coefficiente di drenaggio dell'i-esimo strato.

I coefficienti di spessore a_i possono essere ricavati, per gli strati non legati, in funzione delle misure di CBR, attraverso le relazioni:

$$a_i = 0.00645 \cdot CBR^3 - 0.1977 \cdot CBR^2 + 29.14 \cdot CBR \quad \text{base}$$

$$a_i = 0.01 + 0.065 \cdot \log CBR \quad \text{fondazione}$$

In alternativa può essere impiegata una relazione in funzione del modulo resiliente:

$$a_i = a_g \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_g}}$$

dove

a_g = coefficiente di spessore standard secondo l'AASHTO Road Test

E_i = modulo resiliente dello strato

E_g = modulo resiliente del materiale standard secondo l'AASHTO Road Test

I valori di a_g , E_g sono riportati nella seguente tabella.

Tipo di strato	Coeff. Spessore ag	Mod. resiliente Eg [MPa]
Congl. bituminoso per strati superficiali	0.44	3100
Base stabilizzata	0.14	207
Fondazione	0.11	104

Inoltre, si tiene conto del contributo dato dal sottofondo SNSG (structural number of subgrade)

Il valore di SN viene, infine, valutato con la seguente espressione:

$$SN = \sum_{i=1}^{n_{strati}} a_i H_i d_i + SNSG \quad [\text{Inch}]$$

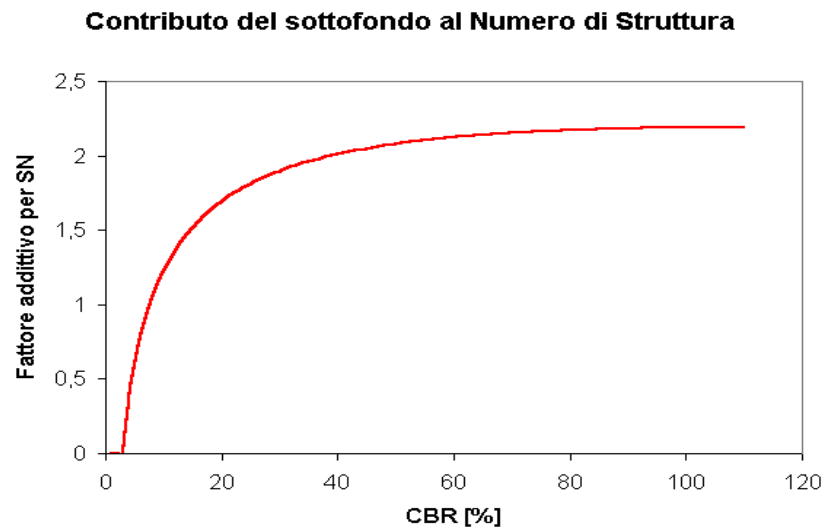
5.1.5 Caratteristiche del sottofondo

Le caratteristiche del sottofondo vengono considerate nella formula di dimensionamento proposta dall'AASHTO attraverso il modulo resiliente MR espresso in psi (pound square inch). Il contributo del sottofondo viene introdotto attraverso la sua capacità portante CRB:

$$SNSG = 3.51 \log_{10} CBR - 0.85 (\log_{10} CBR)^2 - 1.43 \quad \text{per } CBR \geq 3$$

$$SNSG = 0 \quad \text{per } CBR < 3$$

CBR = indice di portanza CBR (California Bearing Ratio) [%].



La valutazione di SN può essere condotta indirettamente attraverso le correlazioni con altri parametri che descrivono le caratteristiche strutturali delle sovrastrutture. Tra questi un legame particolarmente utile risulta quello tra SN e il modulo resiliente del sottofondo MR.

$$CBR = \frac{M_R}{10}$$

MR = modulo resiliente del sottofondo in MPa

CBR = indice di portanza CBR (California Bearing Ratio) [%].

Pavement Layer	Layer Strength Coefficient a_i				Cenek and Patrick (1994)
	TRL (1975)	AASHTO (1993)	Paterson (1987)	CRR1 (1993b)	
Surface Courses					
Surface Treatment (ST)			0.20 - 0.40		0.300
Surface Dressing (SSD/DSD)	0.100				
Premix Carpet (PMC)				0.180	
Semi-Dense Carpet (SDC), 25mm				0.250	
Asphalt Mixture (cold/hot premix of low stability)	0.200		0.200		0.200
Asphalt Concrete (AC), 25 mm	0.180				
Asphalt Concrete (AC), 40/ 25 mm				0.300	
AC, MR30 = 1500 MPa			0.300		0.300
AC, MR30 = 2500 MPa			0.400		0.400
AC, MR30 = 4000 MPa			0.500		0.450
Elastic Mod. at 68F, E = 100,000 psi		0.200			
Elastic Mod. at 68F, E = 200,000 psi		0.300			
Elastic Mod. at 68F, E = 300,000 psi		0.350			
Elastic Mod. at 68F, E = 400,000 psi		0.425			
Base Courses					
GB, CBR = 30%	0.070	0.095	0.00-0.07		
GB, CBR = 50%	0.100	0.110	0.00-0.10		
GB, CBR = 70%	0.120	0.125	0.10-0.12		
CBR = 90%	0.135	0.130	0.12-0.13		
CBR = 110%	0.140	0.140	0.140		
Water Bound Macadam (WBM)				0.140	0.140
CB, UCS = 0.7 MPa	0.100	0.100	0.100		
CB, UCS = 2.0 MPa	0.150	0.140	0.150		
CB, UCS = 3.5 MPa	0.200	0.175	0.200		
CB, UCS = 5.0 MPa	0.245	0.205	0.240		
Bituminous Base Material			0.320		
Dense Bituminous Macadam/ Built-Up Spray Grout (BUSG)				0.200	
Thin Bituminous Layer, BT				0.160	
AB, Marshall Stability, 200 lb		0.120		0.140	
AB, Marshall Stability, 400 lb		0.160			
AB, Marshall Stability, 800 lb		0.200			
AB, Marshall Stability, 1200 lb		0.240			
Sub-base Courses					
GB, CBR = 5%	0.055	0.040	0.060		
GB, CBR = 15%	0.085	0.090	0.090		
GB, CBR = 25%	0.100	0.100	0.100		
GB, CBR = 50%	0.120	0.130	0.120		
GB, CBR = 100%	0.140	0.140	0.140		
Water Bound Macadam, Oversized				0.140	
Brick Soling				0.120	
Brick Ballast/ Aggregates				0.120	
Local Gravel/ Kankar				0.100	
Cemented Materials,			0.140		

Source: Chakrabarti and Bennett (1994)

5.1.6 Coefficienti di drenaggio.

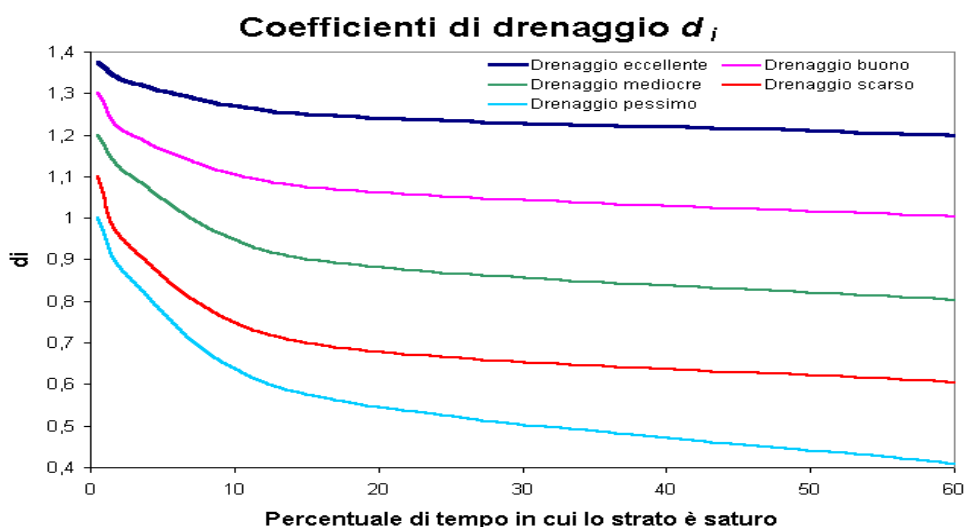
Nella AASHTO (Design Guide versione 1986 e1993) i coefficienti di drenaggio, sono usati per modificare il valore del coefficiente di spessore di ogni strato non stabilizzato al di sopra del sottofondo in una pavimentazione flessibile.

Gli strati in conglomerato bituminoso (in materiali legati) non sono influenzati da un eventuale cattivo drenaggio dello strato o dal tempo in cui si trova in condizioni di saturazione. In questi casi il coefficiente di drenaggio vale comunque 1.

Per gli altri strati i coefficienti di drenaggio sono determinati considerando la qualità del drenaggio e il tempo, in percentuale, che la pavimentazione è esposta a livelli di umidità vicino alla saturazione. L'effetto di un efficiente drenaggio è quello di fornire valori elevati di SN e, pertanto, si traduce in una riduzione delle fessurazioni, delle ormaie e delle irregolarità della superficie stradale.

Qualità del drenaggio	Tempo di rimozione dell'acqua
Eccellente	2 ore
Buona	1 giorno
Media	1 settimana
Scarsa	1 mese
Molto scarsa	Non rimossa

Qualità drenaggio	Percentuale di tempo nel quale gli strati non legati sono in condizioni prossime alla saturazione			
	< 1%	Da 1% a 5%	Da 5% a 25%	> 25%
Eccellente	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.20
Buona	1.35-1.25	1.25-1.15	1.15-1.00	1.00
Media	1.25-1.15	1.15-1.05	1.00-0.80	0.80
Scarsa	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.60
Molto scarsa	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.40



5.1.7 Parametri adottati (asse principale e rampe)

Sede stradale in trincea o in rilevato:

- sottofondazione in misto granulare non legato, dello spessore di 25 cm;
- fondazione in misto cementato, dello spessore di 25 cm;
- strato di collegamento "base", dello spessore di 12 cm;
- strato di collegamento bituminoso "binder", dello spessore di 7 cm;
- manto di usura drenante, dello spessore di 4 cm.

DETERMINAZIONE STRUCTURAL NUMBER (SN)						
STRATI	Spessore s_i (mm)	Coefficient e drenaggio	Coefficiente spessore (a_i)	$s_i \cdot d_i \cdot a_i$	CBR	M_R (psi)
Sottofondo					5.00	7006.46
Fondazione	250	1.25	0.11	34.38		
Base cementata	250	1.25	0.14	43.75		
Base bitumata	120	1.25	0.14	21.00		
Collegamento	70	1.25	0.44	38.50		
Usura	40	1.25	0.44	22.00		
				159.63		
SNSG =					0.608109508	
SN = SNSG+0,0394 Σ $s_i \cdot d_i \cdot a_i$ =					6.897334508	
$\log_{10} W_{18}$ =	8.167719					
Pari ad un transito ammissibile W_{18} :				147'136'002 assi da 8t		
a fronte di un transito complessivo di				139'650'800 assi da 8t	VERIFICATO	

5.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE PLANO-ALTIMETRICI

5.2.1 Andamento planimetrico

La normativa di riferimento richiede il rispetto delle seguenti condizioni:

(a) *Raggio minimo delle curve planimetriche.*

Le curve circolari devono aver un raggio superiore al raggio minimo previsto dal DM 05/11/2001 che risulta:

- pari a 118 metri nel caso di strade extraurbane locali TIPO C

(b) *Relazione raggio della curva (R)/lunghezza del rettilineo (L) che la precede:*

$$\text{per } L < 300 \text{ m} \quad R \geq L$$

$$\text{per } L \geq 300 \text{ m} \quad R \geq 400 \text{ m}$$

(c) *Compatibilità tra i raggi di due curve successive.*

Nel caso di passaggio da curve di raggio più grande a curve a curve di raggio più piccolo si dovrà fare riferimento all'abaco estratto dalla norma e riportato in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**;

(d) *Lunghezza massima dei rettilinei:*

$$L_{\max} = 22 \cdot V_{p,\max}$$

dove V è la velocità massima dell'intervallo delle velocità del progetto, espressa in km/h ed L si ottiene in metri.

(e) *Lunghezza minima dei rettilinei.*

La verifica è stata eseguita facendo riferimento alla tabella estratta dalla norma e riportata di seguito; per velocità la norma intende la massima desunta dal diagramma di velocità per il rettilineo considerato.

Tabella 5-1: Lunghezza minima dei rettifili in relazione alla velocità

V_p [km/h]	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
L_{min} [m]	30	40	50	65	90	115	150	190	250	300	360

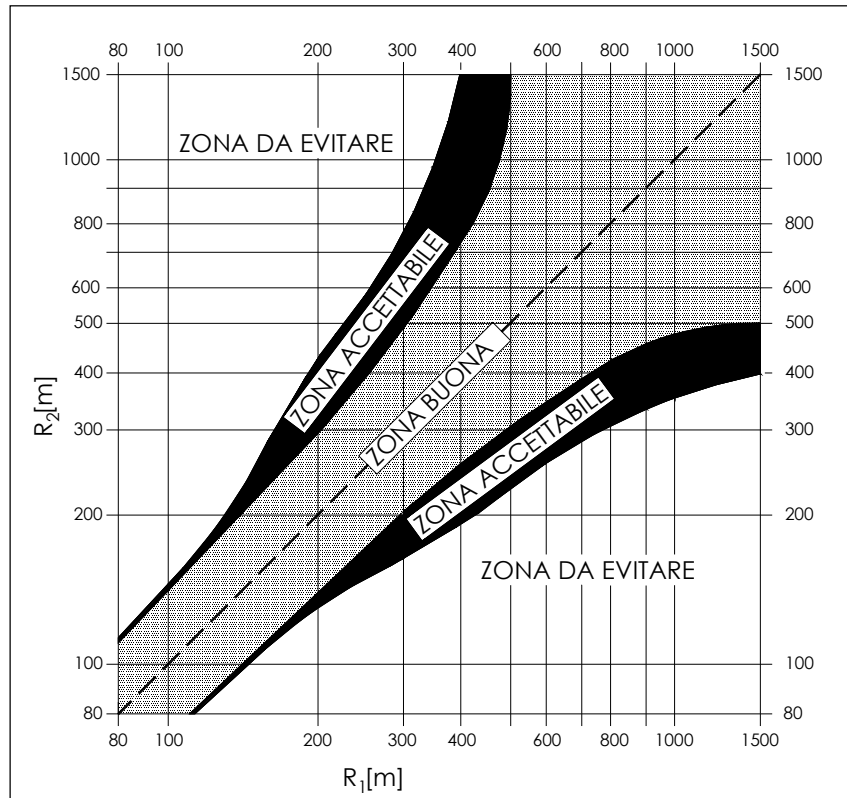


Figura 5-3: Abaco di Koppel (DM 05/ 11/01)

(f) *Congruenza del diagramma delle velocità.*

La norma prevede che per $V_{p,max}$ 100 km/h (e quindi per strade tipo C) nel passaggio da tratti caratterizzati dalla $V_{p,max}$ a curve a velocità inferiore, la differenza di velocità di progetto non deve superare 10 km/h (f1). Inoltre, fra due curve successive (nel caso di $V_{p1} > V_{p2}$) tale differenza, comunque mai superiore a 20 km/h, è consigliabile che non superi i 15 km/h (f2).

La costruzione del diagramma di velocità lungo l'asse stradale è stata effettuata secondo quanto prescritto dal DM 05/11/2001 e di seguito riportato.

- La velocità è mantenuta costante lungo lo sviluppo delle curve con raggio inferiore a $R_{2,5}$;
- la velocità varia crescendo verso la velocità massima dell'intervallo di progetto lungo i rettifili, le clotoidi e gli archi con raggio non inferiore a $R_{2,5}$;
- Il valore di accelerazione e decelerazione è pari a 0,8 m/s². Tale valore è stato mantenuto invariato anche per i tratti in approccio alle intersezioni con schema a rotatoria.
- In corrispondenza delle rotatorie si è assunta una velocità di percorrenza pari a 30 km/h;
- La pendenza longitudinale non influenza la velocità di progetto.

(g) *Lunghezza minima delle curve circolari.*

La Norma prevede che una curva circolare, per essere percepita dagli utenti deve essere percorsa per almeno 2.5 secondi e quindi deve avere uno sviluppo minimo pari a:

$$L_{c,\min} = 2.5 \cdot v_p$$

con v_p in m/s ed $L_{c,\min}$ in m.

(h) Verifica del parametro A degli elementi a curvatura variabile (Clotoidi)

Criterio 1 (Limitazione del contraccolpo)

Affinché lungo un arco di clotoide si abbia una graduale variazione dell'accelerazione trasversale non compensata nel tempo (contraccolpo), fra il parametro A e la massima velocità V (km/h), desunta dal diagramma di velocità, per l'elemento di clotoide deve essere verificata la relazione:

$$A_{\min} = \sqrt{\frac{v^3}{c} - \frac{gvR \cdot (q_f - q_i)}{c}}$$

dove:

- c = contraccolpo;
- v = massima velocità (m/s), desunta dal diagramma di velocità, per l'elemento di clotoide considerato;
- q_i = pendenza trasversale nel punto iniziale della clotoide;
- q_f = pendenza trasversale nel punto finale della clotoide;
- g = accelerazione di gravità.

Ponendo:

$$c = \frac{14}{v(m/s)} = \frac{50.4}{V(km/h)}$$

si ottiene:

$$A_{\min} = \sqrt{\frac{v^4}{14} - \frac{gv^2R \cdot (q_f - q_i)}{14}} = \frac{v}{\sqrt{14}} \sqrt{v^2 - gR \cdot (q_f - q_i)}$$

che, esprimendo la velocità in km/h diviene:

$$A_{\min} = \frac{V}{3,6\sqrt{14}} \sqrt{\frac{V^2}{12,96} - gR \cdot (q_f - q_i)}$$

Il DM 6792/2001 propone, in alternativa, di effettuare il calcolo con una formula approssimata che non tiene conto della componente dell'accelerazione centripeta compensata dalla variazione di pendenza trasversale. L'espressione per il calcolo di A_{\min} diventa, in questo caso:

$$A_{\min} = \frac{V^2}{12,96\sqrt{14}} = 0.0206125 \cdot V^2 \cong 0.021 \cdot V^2$$

Criterio 2 (Sovrapendenza longitudinale delle linee di estremità della carreggiata)

Nelle sezioni di estremità di un arco di clotoide la carreggiata stradale presenta differenti pendenze trasversali, che vanno raccordate longitudinalmente, introducendo una sovrappendenza nelle linee di estremità della carreggiata rispetto alla pendenza dell'asse di rotazione. Nel caso in cui il raggio iniziale sia di valore infinito (rettilineo o punto di flesso), il parametro deve verificare la seguente disuguaglianza:

$$A \geq A_{\min} = \sqrt{\frac{R}{\Delta i_{\max}} \times 100 \times B_i |q_i + q_f|}$$

dove:

- B_i = distanza fra l'asse di rotazione ed il ciglio della carreggiata nella sezione iniziale della curva a raggio variabile;
- i_{\max} (%) = sovrappendenza longitudinale massima della linea costituita dai punti che distano B_i dall'asse di rotazione; in assenza di allargamento tale linea coincide con l'estremità della carreggiata;

- $q_i = \frac{i_{ci}}{100}$ dove i_{ci} = pendenza trasversale iniziale
- $q_f = \frac{i_{cf}}{100}$ con i_{cf} = pendenza trasversale finale
- $|q_i + q_f|$ è il valore assoluto della somma delle pendenze trasversali

Nel caso di curve di continuità il medesimo criterio diventa:

$$A \geq A_{\min} = \sqrt{\frac{B_i \cdot (|q_f| - |q_i|)}{\left(\frac{1}{R_i} - \frac{1}{R_f}\right) \cdot \frac{\Delta i_{\max}}{100}}}$$

Criterio 3 (Ottico)

Per garantire la percezione ottica del raccordo e del successivo cerchio deve essere verificata la relazione:

$$R/3 \leq A \leq R$$

che, nel caso di clotoidi di continuità, diventa:

$$R_2/3 \leq A \leq R_1$$

dove R_1 è il raggio minore ed R_2 il raggio maggiore dei due cerchi raccordati con la clotoide di continuità.

Oltre ai criteri precedentemente descritti si è proceduto alla verifica del rapporto A_E/A_U delle due clotoidi in ingresso e in uscita da una curva circolare e del rapporto A_1/A_2 tra due clotoidi in un flesso asimmetrico, secondo quanto prescritto dal D.M. 5/11/2001:

$$2/3 \leq A_E/A_U \leq 3/2 \quad 2/3 \leq A_1/A_2 \leq 3/2$$

5.2.2 Andamento altimetrico

La normativa di riferimento richiede il rispetto delle seguenti condizioni:

(i) *Pendenze longitudinali massime*

La pendenza massima delle livellette, consentita dal DM 05/11/01 per strade di tipo C (strade extraurbane locali), è pari al 7%.

I suddetti valori della pendenza massima possono essere aumentati di una unità qualora, da una verifica da effettuare di volta in volta, risulti che lo sviluppo della livelletta sia tale da non penalizzare eccessivamente la circolazione, in termini di riduzione delle velocità e della qualità del deflusso.

(j) *Raccordi verticali convessi*

In base a quanto indicato dalla norma il raggio minimo dei raccordi verticali convessi (dossi) viene determinato come di seguito:

- se D è inferiore allo sviluppo L del raccordo si ha

$$R_v = \frac{D^2}{2 \cdot (h_1 + h_2 + 2 \cdot \sqrt{h_1 \cdot h_2})}$$

- se invece $D > L$

$$R_v = \frac{2 \cdot 100}{\Delta i} \cdot \left[D - 100 \cdot \frac{h_1 + h_2 + 2 \cdot \sqrt{h_1 \cdot h_2}}{\Delta i} \right]$$

dove:

- R_v = raggio del raccordo verticale convesso [m]

- D = distanza di visibilità da realizzare per l'arresto di un veicolo di fronte ad un ostacolo fisso [m]
- Δi = variazione di pendenza delle due livellette, espressa in percento
- h1 = altezza sul piano stradale dell'occhio del conducente [m]
- h2 = altezza dell'ostacolo [m]

Si pone di norma h1 = 1.10 m. In caso di visibilità per l'arresto di un veicolo di fronte ad un ostacolo fisso, si pone h2 = 0.10 m. In caso di visibilità necessaria per il cambiamento di corsia si pone h2 = 1.10 m.

(k) *Raccordi verticali concavi*

In base a quanto indicato dalla norma il raggio minimo dei raccordi verticali concavi (sacche) viene determinato come di seguito: se D è inferiore allo sviluppo del raccordo si ha

$$R_v = \frac{D^2}{2 \cdot (h + D \cdot \sin \vartheta)}$$

se invece $D > L$

$$R_v = \frac{2 \cdot 100}{\Delta i} \cdot \left[D - \frac{100}{\Delta i} \cdot (h + D \cdot \sin \vartheta) \right]$$

dove:

- Rv = raggio del raccordo verticale concavo [m]
- D = distanza di visibilità da realizzare per l'arresto di un veicolo di fronte ad un ostacolo fisso [m].
- Δi = variazione di pendenza delle due livellette espressa in percento
- h = altezza del centro dei fari del veicolo sul piano stradale
- ϑ = massima divergenza verso l'alto del fascio luminoso rispetto l'asse del veicolo.

Si pone di norma h = 0.5 m e $\vartheta = 1^\circ$.

La distanza di visibilità per il sorpasso è stata calcolata analogamente a quanto descritto per la verifica dei raccordi verticali convessi.

5.2.3 Analisi di visibilità'

Per distanza di visuale libera (DVL) si intende la lunghezza del tratto di strada che il conducente riesce a vedere davanti a sé senza considerare l'influenza del traffico, delle condizioni atmosferiche e di illuminazione della strada.

Secondo quanto indicato dalle "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" (DM 05/11/2001, prot. N° 6792), lungo il tracciato stradale la distanza di visuale libera deve essere confrontata, nel caso di strade ad unica carreggiata, con le seguenti distanze:

- **Distanza di visibilità per l'arresto**, che è pari allo spazio minimo necessario perché un conducente possa arrestare il veicolo in condizione di sicurezza davanti ad un ostacolo imprevisto. Questo valore deve essere garantito lungo lo sviluppo del tracciato.
- **Distanza di visibilità per la manovra di sorpasso**, che è pari alla lunghezza del tratto di strada occorrente per compiere una manovra completa di sorpasso in sicurezza, quando non si possa escludere l'arrivo di un veicolo in senso opposto.

La **verifica di visibilità per l'arresto** consiste nel confrontare le distanze di visuale libera per l'arresto (determinate lungo l'intero sviluppo del tracciato sia in corsia di sorpasso che in corsia di marcia lenta adottando un'altezza dell'occhio del guidatore a 1.10 m dal piano viabile ed un'altezza dell'ostacolo fisso di 0.10 m e collocando trasversalmente i punti di vista e di mira al centro della corsia) con le distanze di visuale libera per l'arresto calcolate in funzione del diagramma di velocità del tracciato ed del suo andamento altimetrico (variazione della pendenza longitudinale)

Il valore di aderenza adottato nel calcolo delle distanze di arresto è quello proposto dal D.M. 5/11/2001 (e precisati nello stesso testo della norma stessa) riferito a condizioni di strada bagnata.

VELOCITA' (km/h)	25	40	60	80	100	120	140
f_l	0.45	0.43	0.35	0.30	0.25	0.21	-

Tabella 5-2: DM 6792/2001, coefficienti di aderenza impegnabile longitudinalmente

Per il calcolo è stata utilizzata la formula riportata al paragrafo 5.1.2. del DM 05/11/2001. Si è valutata la distanza di arresto punto per punto (passo 10 metri) in funzione della velocità di progetto (secondo quanto specificato in precedenza) e della pendenza longitudinale con la seguente espressione:

$$D_A = D_1 + D_2 = \frac{V_0}{3,6} \times \tau - \frac{1}{3,6^2} \int_{V_0}^{V_1} \frac{V}{g \times \left[f_l(V) \pm \frac{i}{100} \right] + \frac{Ra(V)}{m} + r_0(V)} dV \quad [m]$$

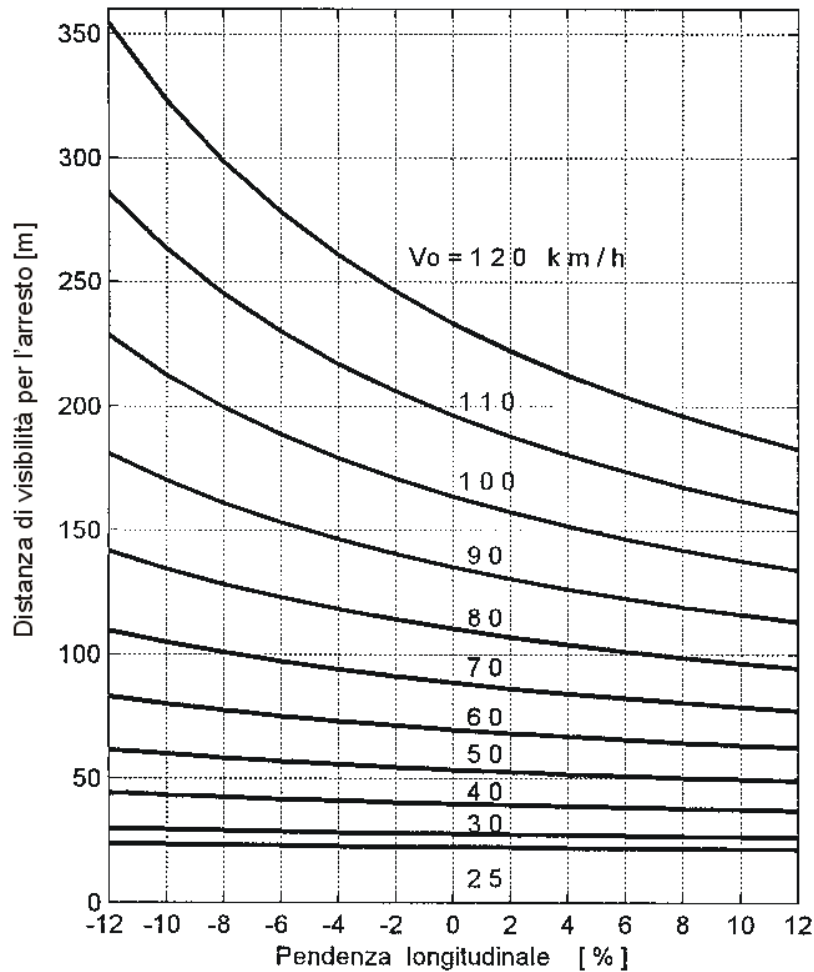
dove:

- D_1 = spazio percorso nel tempo τ
- D_2 = spazio di frenatura
- V_0 = velocità del veicolo all'inizio della frenatura [km/h]
- V_1 = velocità finale del veicolo, in cui $V_1 = 0$ in caso di arresto [km/h]
- i = pendenza longitudinale del tracciato [%]
- τ = tempo complessivo di reazione (percezione, riflessione, reazione e attuazione) [s]
- g = accelerazione di gravità [m/s²]
- Ra = resistenza aerodinamica [N]
- m = massa del veicolo [kg]
- f_l = quota limite del coefficiente di aderenza impegnabile longitudinalmente per la frenatura
- r_0 = resistenza unitaria al rotolamento, trascurabile [N/kg]

Per il tempo complessivo di reazione si sono assunti valori linearmente decrescenti con la velocità da 2,6 s per 20 km/h, a 1,4 s per 140 km/h, in considerazione della attenzione più concentrata alle alte velocità:

$$\tau = (2,8 - 0,01V) \quad [s] \quad \text{con } V \text{ in km/h}$$

Il D.M. 5/11/2001 definisce un abaco di correlazione tra la pendenza longitudinale e la distanza di arresto valido in condizione di pendenza costante. Nei tratti di variabilità di detta pendenza, ovvero in corrispondenza dei raccordi verticali, è stato assunto per essa il valore medio, così come suggerito dalla stessa normativa.



La **verifica di visibilità per il sorpasso** è stata condotta confrontando le distanze di visuale libera per il sorpasso con le corrispondenti distanze visibilità lungo tutto il tracciato.

Le distanze di visuale libera per il sorpasso sono state determinate considerando l'ostacolo mobile collocato nella corsia opposta, con altezza pari a 1,10.

Per il calcolo delle distanze di visibilità è stata utilizzata la formula riportata al paragrafo 5.1.3. del DM 05/11/2001:

$$D_s = 20 \times v = 5,5 V \quad [\text{m}]$$

dove:

- v = velocità del veicolo in [m/s], op. V in [km/h], desunta puntualmente dal diagramma delle velocità ed attribuita uguale sia per il veicolo in fase di sorpasso che per il veicolo proveniente in senso opposto.

5.3 RISULTATI DELLE VERIFICHE DI CONGRUENZA CON LE NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nel seguito si riportano i risultati delle analisi di congruenza del progetto stradale rispetto ai criteri indicati nella normativa di riferimento DM 05/11/2001 condotte per l'asse principale.

Per gli altri assi non è stata condotta la verifica trattandosi per lo più dell'adeguamento a raso di brevi tratti di strade esistenti che si configurano come rami d'innesto.

5.3.1 Andamento planimetrico

Nelle tabelle a seguire vengono sintetizzati i risultati della verifica delle caratteristiche degli elementi planimetrici che

compongono gli assi stradali.

Asse SS 189

Rettifilo n°1 - Lunghezza (m):63.623	Lung. Min	Lung. Max				Parametri
Lunghezza minima (m)	65.000					
Lunghezza massima (m)		1540.000				
Valori minimi/massimi da normativa	65.000	1540.000				
Rettifilo	63.623					
Clotoide n°1 - Parametro A:140.000 - Lunghezza (m):35.000	A Min	A Max	Lung. Min	Rapporto	FF	Parametri
Velocità utilizzata per la verifica (km/h)						70
Fattore di forma					1.000	
Criterio dinamico: limitazione del contraccolpo	102.900					
Criterio cigli: limitazione della pendenza longitudinale dei cigli	112.685					
Criterio ottico	186.667					
Criterio ottico		560.000				
Clotoide rettifilo-raccordo. $2/3 \leq A1/A2 \leq 3/2$. A1/A2 in tolleranza				0.966		
Valori minimi/massimi da normativa	186.667	560.000				
Clotoide	140.000		35.000		1.000	
Raccordo n°1 - Raggio (m):560.000 - Lunghezza (m):51.574	Raggio Min	Raggio Max	Lung. Min			Parametri
Velocità utilizzata per la verifica (km/h)						70
Raggio minimo in funzione della velocità	75.712					
Raggio minimo calcolato rispetto al rettifilo precedente	63.623					
Lunghezza minima del raccordo per una corretta percezione			48.611			
Valori minimi/massimi da normativa	75.712		48.611			
Raccordo	560.000		51.574			
Clotoide n°2 - Parametro A:145.000 - Lunghezza (m):37.545	A Min	A Max	Lung. Min	Rapporto	FF	Parametri
Velocità utilizzata per la verifica (km/h)						70
Fattore di forma					1.000	
Criterio dinamico: limitazione del contraccolpo	102.900					
Criterio cigli: limitazione della pendenza longitudinale dei cigli	112.685					
Criterio ottico	186.667					
Criterio ottico		560.000				
Clotoide rettifilo-raccordo. $2/3 \leq A1/A2 \leq 3/2$. A1/A2 in tolleranza				1.036		
Valori minimi/massimi da normativa	186.667	560.000				
Clotoide	145.000		37.545		1.000	
Rettifilo n°2 - Lunghezza (m):21.384	Lung. Min	Lung. Max				Parametri
Lunghezza massima (m)		19.600				
Valori minimi/massimi da normativa	0.000	19.600				
Rettifilo fuori normativa	21.384					
Clotoide n°3 - Parametro A:100.000 - Lunghezza (m):74.074	A Min	A Max	Lung. Min	Rapporto	FF	Parametri
Velocità utilizzata per la verifica (km/h)						70
Fattore di forma					1.000	
Criterio dinamico: limitazione del contraccolpo	102.900					
Criterio cigli: limitazione della pendenza longitudinale dei cigli	70.622					
Criterio ottico	45.000					
Criterio ottico		135.000				
Clotoide rettifilo-raccordo. $2/3 \leq A1/A2 \leq 3/2$. A1/A2 in tolleranza				1.000		
Valori minimi/massimi da normativa	102.900	135.000				
Clotoide	100.000		74.074		1.000	

Raccordo n°2 - Raggio (m):135.000 - Lunghezza (m):32.441	Raggio Min	Raggio Max	Lung. Min				Parametri
Velocità utilizzata per la verifica (km/h)							63
Raggio minimo in funzione della velocità	75.712						
Raggio minimo calcolato rispetto al rettilineo precedente	21.384						
Raggio minimo calcolato rispetto al rettilineo successivo	133.516						
Lunghezza minima del raccordo per una corretta percezione			43.750				
Valori minimi/massimi da normativa	133.516		43.750				
Raccordo	135.000		32.441				
Clotoide n°4 - Parametro A:100.000 - Lunghezza (m):74.074	A Min	A Max	Lung. Min	Rapporto	FF		Parametri
Velocità utilizzata per la verifica (km/h)							70
Fattore di forma					1.000		
Criterio dinamico: limitazione del contraccolpo	102.900						
Criterio cigli: limitazione della pendenza longitudinale dei cigli	70.622						
Criterio ottico	45.000						
Criterio ottico		135.000					
Clotoide rettilineo-raccordo. $2/3 \leq A1/A2 \leq 3/2$. A1/A2 in tolleranza				1.000			
Valori minimi/massimi da normativa	102.900	135.000					
Clotoide	100.000		74.074		1.000		
Rettilineo n°3 - Lunghezza (m):133.516	Lung. Min	Lung. Max					Parametri
Lunghezza minima (m)	65.000						
Lunghezza massima (m)		1540.000					
Valori minimi/massimi da normativa	65.000	1540.000					
Rettilineo	133.516						
Clotoide n°5 - Parametro A:270.000 - Lunghezza (m):85.765	A Min	A Max	Lung. Min	Rapporto	FF		Parametri
Velocità utilizzata per la verifica (km/h)							70
Fattore di forma					1.000		
Criterio dinamico: limitazione del contraccolpo	102.900						
Criterio cigli: limitazione della pendenza longitudinale dei cigli	129.205						
Criterio ottico	283.333						
Criterio ottico		850.000					
Clotoide rettilineo-raccordo. $2/3 \leq A1/A2 \leq 3/2$. A1/A2 in tolleranza				1.000			
Valori minimi/massimi da normativa	283.333	850.000					
Clotoide	270.000		85.765		1.000		
Raccordo n°3 - Raggio (m):850.000 - Lunghezza (m):53.047	Raggio Min	Raggio Max	Lung. Min				Parametri

Raggio minimo in funzione della velocità	75.712						
Raggio minimo calcolato rispetto al rettilineo successivo	31.217						
Lunghezza minima del raccordo per una corretta percezione			48.611				
Valori minimi/massimi da normativa	75.712		48.611				
Raccordo	850.000		53.047				
Clotoide n°6 - Parametro A:270.000 - Lunghezza (m):85.765	A Min	A Max	Lung. Min	Rapporto	FF		Parametri
Velocità utilizzata per la verifica (km/h)							70
Fattore di forma					1.000		
Criterio dinamico: limitazione del contraccolpo	102.900						
Criterio cigli: limitazione della pendenza longitudinale dei cigli	129.205						
Criterio ottico	283.333						
Criterio ottico		850.000					
Clotoide rettilineo-raccordo. $2/3 \leq A1/A2 \leq 3/2$. A1/A2 in tolleranza				1.000			
Valori minimi/massimi da normativa	283.333	850.000					

Clotoide	270.000		85.765		1.000	
Rettifilo n°4 - Lunghezza (m):31.217	Lung. Min	Lung. Max				Parametri
Lunghezza minima (m)	65.000					
Lunghezza massima (m)		1540.000				
Valori minimi/massimi da normativa	65.000	1540.000				
Rettifilo	31.217					

5.3.2 Andamento altimetrico

La pendenza longitudinale delle livellette degli assi in esame risulta sempre inferiore al valore massimo indicato dalla normativa che prescrive per strade di categoria C – strade extraurbane di non eccedere il 7%.

Asse SS189

Dati generali	Minimo	Massimo	
Livelletta n°1 - Pendenza (h/b):-0.332%	Pend. Max		Parametri
Progressiva			0.000
Pendenza massima (+/- h/b):	7.000%		
Livelletta	-0.332%		
Raccordo n°1 - Raggio (m):5000.000 (Convesso)	Raggio Min	Lung. Min	Parametri
Progressiva			138.163
Velocità utilizzata per la verifica (km/h)			70
Livelletta n°2 - Pendenza (h/b):-1.066%	Pend. Max		Parametri
Progressiva			174.876
Pendenza massima (+/- h/b):	7.000%		
Livelletta	-1.066%		
Raccordo n°2 - Raggio (m):5000.000 (Concavo)	Raggio Min	Lung. Min	Parametri
Progressiva			211.590
Velocità utilizzata per la verifica (km/h)			70
Livelletta n°3 - Pendenza (h/b):1.000%	Pend. Max		Parametri
Progressiva			314.896
Pendenza massima (+/- h/b):	7.000%		
Livelletta	1.000%		
Raccordo n°3 - Raggio (m):4000.000 (Convesso)	Raggio Min	Lung. Min	Parametri
Progressiva			411.002
Velocità utilizzata per la verifica (km/h)			70
Livelletta n°4 - Pendenza (h/b):-1.000%	Pend. Max		Parametri
Progressiva			490.998
Pendenza massima (+/- h/b):	7.000%		
Livelletta	-1.000%		
Raccordo n°4 - Raggio (m):5000.000 (Concavo)	Raggio Min	Lung. Min	Parametri
Progressiva			665.835
Velocità utilizzata per la verifica (km/h)			70
Livelletta n°5 - Pendenza (h/b):1.227%	Pend. Max		Parametri
Progressiva			777.165
Pendenza massima (+/- h/b):	7.000%		
Livelletta	1.227%		

I dati di tracciamento devono necessariamente essere commentati in quanto la progettazione riguarda per la maggior parte un tratto di strada esistente e la normativa, a oggi, non tratta l'argomento. Detto questo, la progettazione è stata caratterizzata da una forte attenzione in termini di verifiche di velocità, visibilità e confort dell'utente e tutte le verifiche hanno dato esito positivo come si può notare dall'elaborato T00PS00TRADG01A.

6 BARRIERE DI SICUREZZA

6.1 Normativa di riferimento

La norma di riferimento per la progettazione delle barriere di sicurezza è il D.M. 18/02/1992 n° 223 che ha adottato il "regolamento recante istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza. Il D.M. del 03/06/98 reca le "Prescrizioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza" e le "Prescrizioni tecniche per le prove delle barriere delle barriere di sicurezza stradale ai fini dell'omologazione".

Il D.M. 21/06/2004 costituisce aggiornamento delle Istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego dei dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali" e recepisce le norme UNI EN 1317 1, 2, 3, 4, 5

Il D.M. 28/06/2011 del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti reca le "Disposizioni sull'uso e installazione dei dispositivi di ritenuta stradale".

6.2 Criterio di scelta della tipologia di Barriera

Le caratteristiche da individuare per la scelta della barriera sono quelle riportate all'art. 6 delle ISTRUZIONI TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE, L' OMOLOGAZIONE E L'IMPIEGO DEI DISPOSITIVI DI RITENUTA NELLE COSTRUZIONI STRADALI, emanate con D.M. 21/06/2004. Così come recita la norma, ... la scelta dei dispositivi di sicurezza avverrà tenendo conto della loro destinazione ed ubicazione del tipo e delle caratteristiche della strada nonché di quelle del traffico cui la stessa sarà interessata, salvo per le barriere di cui al punto c) dell'art. 1 (barriere per opere d'arte, quali ponti, viadotti, sottovia, muri, ecc.) delle presenti istruzioni, per le quali dovranno essere sempre usate protezioni delle classi H2, H3, H4 e comunque in conformità della vigente normativa sulla progettazione, costruzione e collaudo dei ponti stradali.

Sarà in particolare controllata la compatibilità dei carichi trasmessi dalle barriere alle opere con le relative resistenze di progetto.

Ai fini applicativi il traffico sarà classificato in ragione dei volumi di traffico e della prevalenza dei mezzi che lo compongono, distinto nei seguenti livelli

Tipo di traffico	TGM	% Veicoli con massa >3,5 t
I	≤1000	Qualsiasi
I	>1000	≤ 5
II	>1000	5 < n ≤ 15
III	>1000	> 15

Tabella 6-1: Classificazione dei Livelli di Traffico per la scelta tipologica

Ove per il TGM è inteso il Traffico Giornaliero Medio annuale nei due sensi.

La norma fa le seguenti classificazioni:

Tipo di strade

- Autostrade e strade extraurbane principali;
- Strade extraurbane secondarie e strade urbane di scorrimento;
- Strade urbane di quartiere e strade locali.

Tipo di traffico

- Traffico tipo I;
- Traffico tipo II;
- Traffico tipo III.

Destinazione barriere

- Barriere spartitraffico;
- Barriere bordo laterale;

Barriere bordo ponte.

Ai fini applicativi le tabelle A, B, C sotto elencate riportano – in funzione del tipo di strada, del tipo di traffico e della destinazione

della barriera – le classi minime di dispositivi da applicare

Tipo di strada	Tipo di traffico	Barriere spartitraffico	Barriere bordo laterale	Barriere bordo ponte
Autostrade (A) Strade extraurbane principali (B)	I	H2	H1	H2
	II	H3	H2	H3
	III	H3-H4 (2)	H2-H3 (2)	H3-H4 (2)
Strade extraurbane secondarie (C)	I	H1	N2	H2
	II	H2	H1	H2
	III	H2	H2	H3
Strade locali (F)	I	N2	N1	H2
	II	H1	N2	H2
	III	H1	H1	H2

Tabella 6-2: Classificazione progettuale dei dispositivi di sicurezza longitudinali

Si richiama l'attenzione sul fatto che la destinazione "Barriere bordo ponte" si riferisce solo ad "opere di luce superiore a 10 metri; per luci minori sono equiparate al bordo laterale", indipendentemente dalla loro altezza sul piano campagna. I muri di sostegno, che sono evidentemente opere di luce nulla, sono pertanto da equiparare anch'essi al bordo laterale, indipendentemente dall'altezza sul piano campagna e dalla loro estensione.

Ai fini dell'analisi statistica del traffico sulle strade ed autostrade di competenza, l'ANAS ha eseguito rilevazioni del traffico i cui dati sono disponibili, per quanto già in precedenza riportato, per gli anni 2015 e 2016. Nel caso in esame in particolare per la determinazione dei dati di traffico necessari per la scelta delle barriere di sicurezza si prendono come riferimento le rilevazioni dalle postazioni più significative che per l'opera in questione risulta la postazione presso Aragona sita al Km 56+017.

Da un'analisi dei dati rilevati dalla postazione statistica più vicina al tratto in questione il **TGM rilevato è sempre superiore a 1000 veicoli al giorno**. In Particolare oscilla tra un massimo registrato nell'anno 2015 di 10.327 veicoli giorni ad un valore registrato nel 2016 di 7.727 veicoli giorni. Mentre la percentuale di veicoli pesanti oscilla tra 6,60% e il 4,21%.

Con riferimento alla Tabella A delle istruzioni tecniche segue la scelta della tipologia di barriera da adottare. La strada oggetto della presente progettazione è di Tipo "C".

Considerato il volume di traffico rilevato e la relativa percentuale di mezzi pesanti il traffico è di tipo II.

Per quanto sopra, la classe di barriera che verrà adottata per l'opera i oggetto sarà del tipo Barriera classe H2 bordo ponte e Barriera classe H2 bordo laterale

6.3 Idice di severità dell'urto

In merito all'indice di severità, esso fornisce una valutazione sulle accelerazioni a cui sono soggetti gli occupanti di un veicolo in fase d'urto. Rappresentano qualitativamente il concetto di: CEDEVOLZZA e PLASTICITA' della barriera si sicurezza. La barriera deve contenere il veicolo, la barriera deve ridurre le azioni d'urto sulle persone

LIMITI degli indici ASI e THIV

Questi indici servono a valutare i rischi che gli occupanti del veicolo possano subire gravi danni, dato che il corpo umano ha resistenza limitata a tempi molto brevi nei confronti delle violente accelerazioni e che alcune sue parti sono particolarmente vulnerabili ad impatti contro elementi rigidi.

Infatti le accelerazioni e decelerazioni provocano un movimento relativo tra veicolo e occupanti, in conseguenza del quale si verificano colpi in varie parti del corpo, soprattutto la testa, con conseguenti lesioni, a volte mortali.

I valori limite di detti parametri sono riportati nella seguente tabella

Livello di severità dell'urto	Valori degli indici		
A	ASI ≤ 1,0	e	THIV ≤ 33 km/h
B	ASI ≤ 1,4		
C	ASI ≤ 1,9		

Tabella 6-3: Classificazione delle barriere in termini di severità degli urti

Ciò premesso si precisa la scelta della barriera da adottare risulta, per volontà aziendale, vincolata alle caratteristiche della barriera tipo Anas da installare e precisamente:

- per bordo ponte, Barriera tipo Anas classe H2;
- nei tratti di approccio all'opera, Barriera tipo Anas bordo laterale Classe H2;

aventi entrambi rispettivamente le seguenti caratteristiche per come rilevate dai resoconti di prova:

Barriera tipo Anas H2 Bordo ponte prova TB 11 - Rap. N° 856 Rev.01: **ASI = 1.1 - THIV = 30 Km/h**

Barriera tipo Anas H2 Bordo laterale prova TB 11 - Rap. N° 463 Rev.01: **ASI = 1.0 - THIV = 25Km/h**

Tutti i dispositivi di ritenuta dovranno essere dotati del manuale per l'utilizzo e l'installazione del dispositivo di ritenuta con i contenuti minimi indicati dall'allegato 1 del D.M. 28/06/2011 del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti e del resto della documentazione prevista dall'art. 4 dello stesso decreto.

Le barriere e gli altri dispositivi di ritenuta omologati ed installati su strada dovranno essere identificati attraverso opportuno contrassegno, da apporre sulla barriera (almeno uno ogni 100 metri di installazione) o sul dispositivo, e riportante la denominazione della barriera o del dispositivo omologato, il numero di omologazione ed il nome del produttore

Una volta conseguita l'armonizzazione della norma EN 1317 e divenuta obbligatoria la marcatura CE, le informazioni da apporre sul contrassegno sono quelle previste nella stessa norma EN 1317, parte 5.

Alla fine della posa in opera dei dispositivi, dovrà essere effettuata una verifica in contraddittorio da parte della ditta installatrice, nella persona del suo Responsabile Tecnico e da parte del committente, nella persona del Direttore Lavori. Tale verifica dovrà risultare da un certificato di corretta posa in opera sottoscritto dalle parti.

7 SEGNALETICA ORIZZONTALE E VERTICALE

Come riportato dall'art 77 del regolamento di esecuzione del codice della strada il progetto della segnaletica deve:

- fornire le informazioni agli utenti della strada al fine di ottenere un sistema armonico, integrato e efficace a garanzia della sicurezza e della fluidità della circolazione;
- tener conto delle caratteristiche delle strade e della loro classificazione tecnico-funzionale, delle velocità praticate e dei prevalenti spettri di traffico a cui la segnaletica è rivolta;
- comunicare con sufficiente anticipo agli utenti della strada la presenza di pericoli, prescrizioni, indicazioni ed altre informazioni utili al fine di scongiurare comportamenti scorretti, andamenti incerti e pericolosi spesso causa di sinistri
- Inoltre nello stesso articolo si stabilisce che le informazioni da fornire agli utenti della strada per mezzo dei segnali stradali devono essere stabilite dagli enti proprietari secondo uno specifico progetto, di concerto con gli enti proprietari delle strade limitrofe.

Per perseguire le finalità sopra esposte il posizionamento dei principali segnali verticali deve tener conto di:

- spazio di avvistamento necessario per individuare il segnale in relazione alla velocità prevalente di percorrenza della strada nonché al contesto in cui si colloca;
- larghezza operativa delle barriere di sicurezza;
- posizionamento dei sostegni in punti singolari che ingenerino pericolo in caso di svio.

7.1 SEGNALETICA VERTICALE

Per il posizionamento della segnaletica verticale standard il regolamento di attuazione del nuovo codice della strada fissa dei valori di distanza dal bordo stradale e altezza rispetto alla carreggiata che devono essere rispettati e che vengono illustrati nelle figure seguenti.

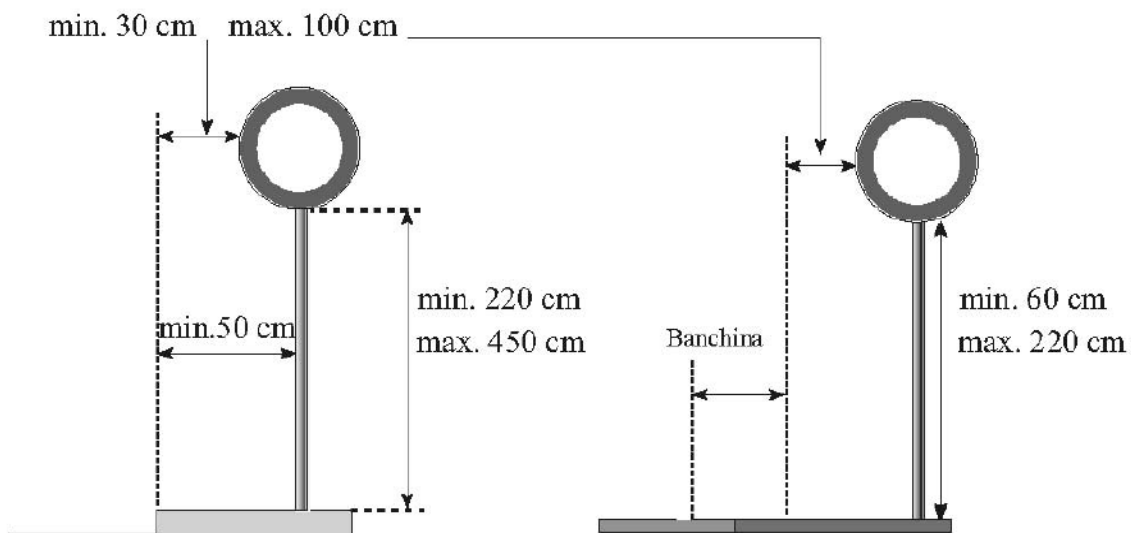


Figura 7-1: Segnaletica verticale

I valori indicati possono essere ridotti, in relazione alle situazioni di contorno, purché il segnale non sporga sulla carreggiata.

Per il presegnalamento delle intersezioni stradali a mezzo rotatoria per strade di categoria tipo C1 e C2 (vedi planimetria di progetto), si è utilizzato un portalino monopalo come previsto dal codice della strada Art. 127 Figura II 234. Nel caso specifico, il monopalo è considerato un ostacolo fisso nei riguardi della sicurezza stradale perciò dovrà essere installato a tergo di una barriera di sicurezza e a distanza dal margine stradale tale per cui sia garantito lo spazio libero di deformazione (Larghezza operativa "W") della barriera stessa. Sono previsti inoltre i segnali di direzione, ubicati come definito nell'Art.126 Reg. Cod. Str. presso la intersezione stessa.

7.2 SEGNALETICA ORIZZONTE

La segnaletica orizzontale deve essere tracciata sul manto stradale in conformità al D.P.R. 16 Dicembre 1992 n°495 Paragrafo 4 (art.137÷155) in termini di simboli, dimensioni, spessori, materiali e loro proprietà. L'art.137 del Regolamento infatti recita che: "Tutti i segnali orizzontali devono essere realizzati con materiali tali da renderli visibili sia di giorno che di notte anche in presenza di pioggia o con fondo stradale bagnato; nei casi di elevata frequenza di condizioni atmosferiche avverse possono essere utilizzati materiali particolari".

In particolare, "i segnali orizzontali devono essere realizzati con materiali antisdrucchiolevoli e non devono sporgere più di 3 mm dal piano della pavimentazione" ed inoltre "le caratteristiche fotometriche, colorimetriche, di antiscivolosità e di durata dei materiali da usare per i segnali orizzontali, nonché i metodi di misura di dette caratteristiche, sono stabiliti da apposito disciplinare tecnico approvato con decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti, da pubblicare sulla Gazzetta Ufficiale della Repubblica". A tale proposito si rimanda alle norme UNI EN 1436: 2008 e UNI 11154: 2006.

Le strisce longitudinali servono per separare i sensi di marcia o le corsie di marcia, per delimitare la carreggiata ovvero per incanalare i veicoli verso determinate direzioni; in particolare le strisce longitudinali si suddividono in:

- strisce di separazione dei sensi di marcia;
- strisce di corsia;
- strisce di margine della carreggiata;
- strisce di raccordo;
- strisce di guida sulle intersezioni.

Le strisce longitudinali possono essere continue o discontinue; le lunghezze dei tratti e degli intervalli delle strisce discontinue, sono rappresentate nella figura seguente.

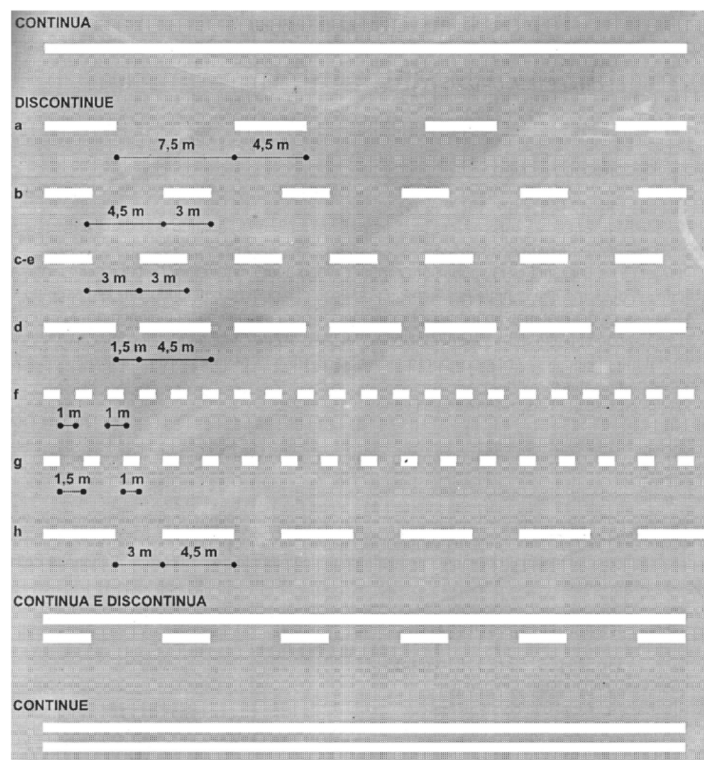


Figura 7-2: Segnaletica orizzontale

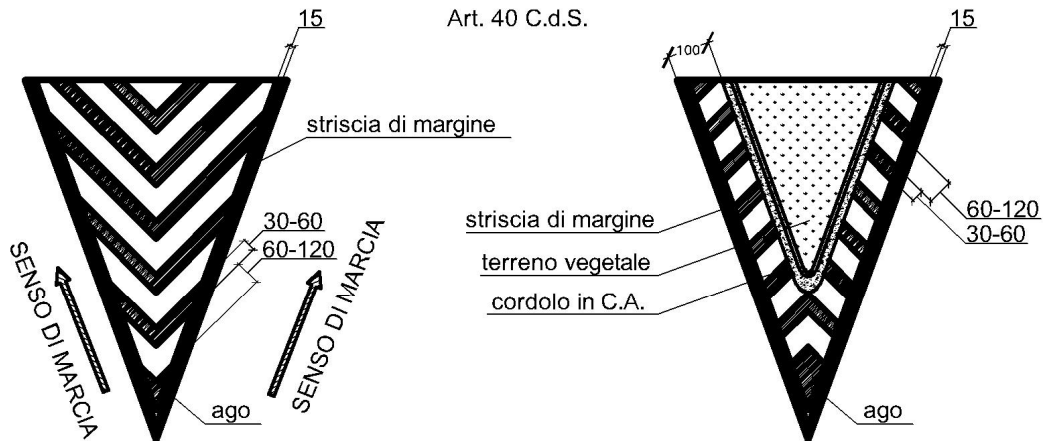
In curva, gli intervalli delle strisce di tipo "a" e "b", possono essere ridotti in funzione dei raggi di curvatura, fino alla lunghezza del tratto. La larghezza minima delle strisce longitudinali, escluse quelle di margine, è di 15 cm per le autostrade e per le strade extraurbane principali, di 12 cm per le strade extraurbane secondarie, urbane di scorrimento ed urbane di quartiere e 10 cm per le strade locali.

Le strisce di margine della carreggiata sono continue in corrispondenza delle corsie di emergenza e delle banchine, mentre sono discontinue in corrispondenza di corsie di accelerazione e decelerazione e delle piazzole di sosta. La larghezza minima

delle strisce di margine è di 25 cm per le autostrade e le strade extraurbane principali, ad eccezione delle rampe, di 15 cm per le rampe delle autostrade e delle strade extraurbane principali, per le strade extraurbane secondarie, urbane di scorrimento ed urbane di quartiere, e di 12 cm per le strade locali.

Le isole di traffico a raso sulla pavimentazione ed i triangoli di presegnalamento delle isole di traffico in rilievo devono essere evidenziati mediante zebraure poste entro le strisce di raccordo per l'incanalamento dei veicoli o tra queste ed il bordo della carreggiata.

Le strisce delle zebraure devono essere di colore bianco, inclinate di almeno 45° rispetto alla corsia di marcia e di larghezza non inferiore a 30 cm; gli intervalli tra le strisce sono di larghezza doppia rispetto alle strisce.



Le strisce delle zebraure devono essere di colore bianco, inclinate di almeno 45° gradi rispetto alla corsia di marcia e di larghezza non inferiore a 30 cm; gli intervalli tra le strisce sono di larghezza doppia rispetto alle strisce. La distanza tra la striscia di margine e la banchina è di 1 m, negli innesti delle rotatorie la distanza si riduce a 50 cm. Quando la distanza tra le strisce è inferiore a 50 cm la zebraura è continua (ago).

Gli attraversamenti pedonali sono evidenziati sulla carreggiata mediante zebraure con strisce bianche parallele alla direzione di marcia dei veicoli, di lunghezza non inferiore a 2.50 m, sulle strade locali e su quelle urbane di quartiere, e a 4 m, sulle altre strade; la larghezza delle strisce e degli intervalli è di 50 cm.

Attraversamenti pedonali
Art. 145 (Art. 40 Cod. Str.)

