

Detailed Design of Highway Bridges and Viaducts outside the EU using the Eurocodes

Progetto Costruttivo di Ponti e Viadotti autostradali al di fuori della zona EU utilizzando gli Eurocodici

F. Rendace¹

¹ *Department of Structural Engineering, Spea Engineering S.p.A., Milan, Italy*

Civil Engineer, Post Graduate in RC Structures at School F.lli Pesenti, Politecnico of Milan

ABSTRACT: Nella memoria verrà presentato un caso di progetto costruttivo di ponti e viadotti autostradali per un progetto in Georgia applicando gli Eurocodici, in luogo degli standards Russi e Ucraini. Il tema principale è il confronto delle azioni variabili da traffico, in riferimento alla sicurezza strutturale. Verranno discussi inoltre il progetto sismico delle pile svolto in duttilità e i controlli sui materiali strutturali stabiliti in progetto / In this paper a detailed design of highway bridges is presented for a project in Georgia using the Eurocode standards instead of the Russian and Ukraine ones. The first topic is the comparison of the traffic loads and the partial safety factor according to the different standards. Other two topics are about the earthquake design of the piers just made for capacity design, and the acceptance of the properties of the structural material selected in the design.

KEYWORDS: Bridges; standards; traffic loads; paradigm; ductility/Ponti; standards; azioni da traffico; paradigma; duttilità

1 INTRODUZIONE

1.1 Premessa

E' ormai usuale che l'attività di progettazione e costruzione di opere di ingegneria civile ed in particolare di infrastrutture di trasporto svolta da società italiane sia sempre più diffusa in Paesi non appartenenti all'Unione Europea. Per tale attività sia gli ingegneri che i "Contractor" sono chiamati ad applicare o a scegliere standards differenti da quelle del loro Paese d'origine.

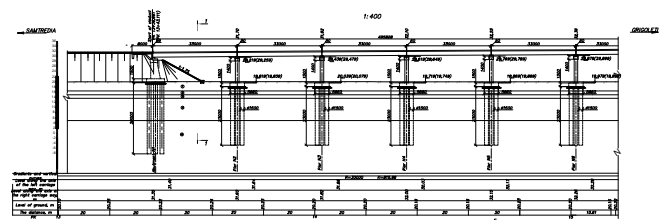
La stessa esigenza si presenta anche per le regole e le attività di controllo che sono necessarie per l'approvazione e la messa in opera dei materiali strutturali. In questo scenario di attività si vuole esaminare in particolare l'applicazione di Standards Internazionali riguardanti il "detailed design" di ponti e viadotti in fase di realizzazione in un Paese dell'Est Europa. Queste opere fanno parte di un nuovo tratto della E60 Highway in costruzione in Georgia, nazione del ex blocco sovietico che fa riferimento in termini normativi agli standards russi.

1.2 Descrizione opere d'arte

Le opere d'arte sono interamente realizzate in calcestruzzo con le stesse geometrie strutturali. In particolare è stata scelta un'unica tipologia di opera in modo da poter sviluppare progetti simili da conte-

stualizzare solo in fondazione a causa dei terreni di fondazione molto deformabili, caratterizzati da layers di argille e sabbie limose.

La tipologia di Opera d'Arte è costituita da impalcati "decks" formati da travi precomprese e solette in calcestruzzo strutturale, rispettivamente pre-tese in situ e gettate in opera. Le travi raggiungono luci di 33 m, mentre le solette sono continue sulle pile. Le sotto strutture sono costituite da spalle e pile "abutments and piers" con fusti di geometria ovoidale o circolare, mentre le fondazioni sono costituite da platee rigide "rafts fondation" impostate su pali "piles" di diametro 1.5 m, i quali raggiungono profondità di 35 m. Per la zona di approccio tra rilevato "embankment" e spalle sono previste delle solette di transizione "transition slabs". La Figura 1 riporta per un viadotto, Pk 15, il profilo longitudinale e una vista per una pila intermedia, mentre le foto delle Figure 2 e 3 mostrano la realizzazione di fusti spalle del viadotto Pk 15 e di un pulvino di una pila appartenente a un Overpass.



1.3 Progetto Costruttivo

Per il “detailed design” delle opere d’arte, i gruppi di lavoro hanno deciso di utilizzare l’Eurocode in luogo degli standards Russi o Ucraini.

Nella memoria, quindi verranno affrontati tre temi differenti così suddivisi.

Nel primo tema, che è il principale, verrà effettuata, in riguardo agli Standards EN e SniP, una comparazione per le azioni da traffico veicolare e per i coefficienti parziali di sicurezza. Nel secondo e terzo tema si illustreranno i criteri seguiti per la progettazione sismica, particolarmente importante per il sito di costruzione e per il controllo dei materiali e delle opere in fase di esecuzione.

2 MODELLI PER LE AZIONI DA TRAFFICO

2.1 Generalità

Si riporta un breve richiamo storico riguardante il periodo di sviluppo di questi standards.

Gli standards russi sono stati sviluppati inizialmente come metodo deterministico, basato nel verificare i livelli tensionali con le tensionali ammissibili. Tale metodo fu utilizzato fino al 1984, anno in cui sono entrate in vigore i nuovi standards rappresentate dalle *SniP 2.05.03-84 “Bridge and Culvert (Moscow 1986)”* che hanno introdotto il Metodo Agli Stati Limite.

L’impostazione degli Eurocodici è tratta dal lavoro compiuto dal CEB, sfociato nei Codici Modello del ’80 e del ’90, e dal lavoro della Commissione Europea per le Costruzioni Metalliche. In particolare negli anni 1972-78 furono messi nel crogiolo gli apporti scientifici che si erano raccolti in diversi settori quali: la sicurezza strutturale, il comportamento dei materiali, i metodi, le tecniche e le teorie per lo studio probabilistico, ma il problema trainante per il loro sviluppo fu appunto la sicurezza strutturale, basata nel trattare le azioni e le resistenze come variabili aleatorie. Di conseguenza, con gli Eurocodici si è di fatto instaurato un nuovo *Paradigma Scientifico e Tecnico* o semplicemente progettuale, costituito cioè da una serie di insiemi concettuali. Tali insiemi sono rappresentati dalle azioni, condizioni di carico, analisi strutturale, prodotti derivati “sollecitazioni” qualità dei materiali e dalla misura della sicurezza.

Alcuni Paesi quali l’Ucraina hanno avviato a partire dal 2004 un programma di adattamento della propria legislazione a quella Europea e in ambito di questo programma sono state emanate gli standards *DBN B.2.3-14, 2006 “Bridges and Pipes. Design rules,”* che andarono a replicare sostanzialmente le vecchie SniP. Successivamente tra gli anni 2009-10 furono pubblicate nuove parti delle DBN e con l’aggiornamento delle parti precedenti.

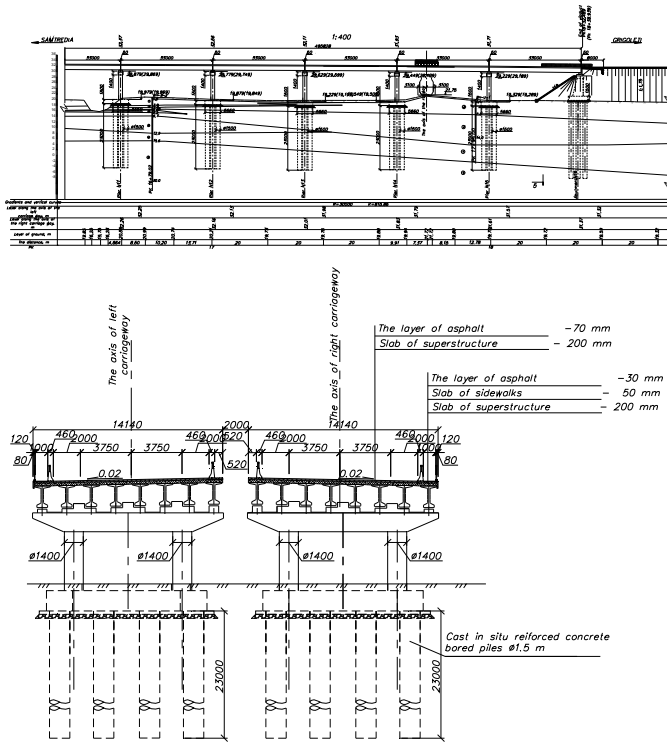


Figure 1. Viaduct Pk 15, longitudinal profile and trasversal view of an intermediate pier/Viadotto Pk 15, profilo longitudinale e vista trasversale di una pila intermedia.



Figure 2. Column of the abutments Viaduct Pk 15/Colonne delle spalle per il Viadotto Pk 15.



Figure 3. Reinforcements of cross beam pier of a Overpass/Armatura trasverso di una pila.

2.2 Azioni variabili nell'Eurocodice

L'Ecl prevede l'utilizzo di corsie di marcia convenzionali di larghezza pari a 3 m e la larghezza della superficie carrabile viene divisa in corsie in accordo alla Tabella 1.

Table 1. Numbers and width of the Conventional traffic lines for Ecl/Numero e larghezza delle corsie convenzionali secondo Ecl.

Width Cariageway "w"	Number conventional traffic lanes	Width conventional traffic lanes m	Width Remaind area
$W < 5.4$ m	$n_i = 1$	3	(w-3)
$5.4 \leq w < 6$ m	$n_i = 2$	w/2	0
w	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3	$W - (3n_i)$

Per i "loads Model" del carico variabile da traffico, vengono definiti cinque gruppi di carico che sono specializzati per le verifiche degli elementi strutturali del ponte. In riguardo al modello del *gruppo* LM1, esso è costituito da due assi concentrati CL di modulo pari a $P=300$ KN e da un carico ripartito UDL di modulo pari a 9 KN/m².

Tali azioni vengono applicate alle varie linee di traffico con opportuni fattori riduttivi. Nella Figura 4 si riporta il LM1, con evidenziate le corsie convenzionali e le azioni ad essi associate.

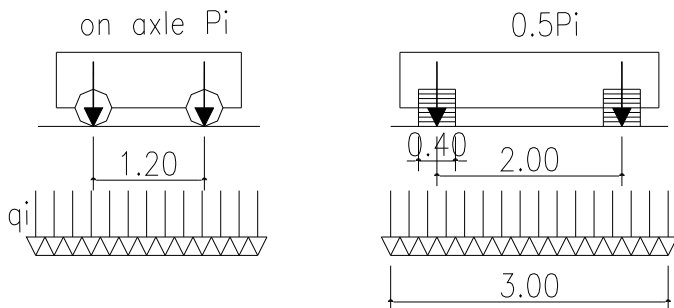


Figure 4. LM1 and conventional traffic lines according to Ecl/LM1 e corsia convenzionale secondo l'Ecl.

Al variare della corsia convenzionale l'intensità dei carichi diminuisce secondo differenti fattori, mentre la corsia rappresentata dalla "remaining area" è caricata con il solo UDL.

2.3 Azioni variabili da traffico nelle SniP

In accordo alle SniP 2.05.03.84 i "traffic Loads" vengono definiti con un fattore K che classifica l'importanza del ponte. Il fattore K può assumere un valore maggiore o uguale a 11 ($K \geq 11$). Secondo le SniP i ponti stradali possono essere progettati considerando due differenti "Load Models": AK e HK.

Il "Load Model" AK è rappresentato da un veicolo avente due assi "axle" e da un carico uniforme q_i . L'axle è definito come $P_i = 10K$ (KN), mentre il carico q_i è definito come $q_i = 1K$ (KN/m²). Esso insiste su

due strisce di larghezza 0.6 m che rappresentano le ruote del veicolo convenzionale. Sulla singola striscia il carico vale $0.5q_i$. Per più corsie il solo q_i viene ridotto con opportuni fattori.

Il valore che assume K è pari a 11 per ponti di minore importanza e 14 per ponti di capitale importanza.

In riguardo alla larghezza di calcolo della corsia di marcia le SniP considerano una larghezza pari a 3 m e le corsie di calcolo su cui vengono applicati i carichi variabili sono rappresentate dalle reali corsie di marcia. In tal modo la carreggiata non viene divisa in corsie convenzionali e non sono previste delle "remaining area". Lo standards prevede un numero massimo di corsie pari a quattro. Nella Figura 5 viene rappresentato il LM AK.

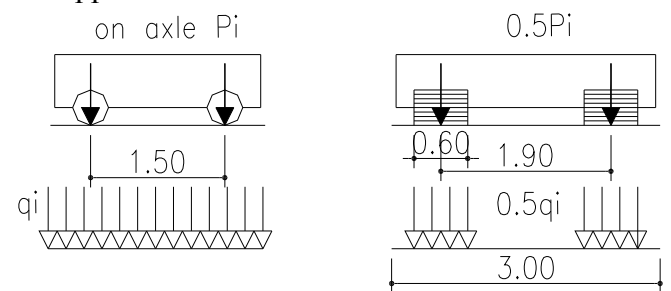


Figure 5. LM AK according to SniP/LM AK secondo le SniP.

Inoltre, il modello AK deve rispettare le seguenti disposizioni:

- la distanza tra gli assi di due "loads" allineati trasversalmente deve essere pari a 3 m;
- la distanza tra l'asse del veicolo non può essere minore di 1.5 m dal bordo della "barrier curb";
- il numero delle corsie di traffico è uguale al numero delle corsie reali.

Il "Load Model" HK rappresenta un veicolo pesante formato da soli quattro "axle" di valore pari a $P=18K$. Per questo LM sono previsti due differenti convogli aventi i seguenti carichi (vedere Figura 6):

- HK-100 Axle load $P=250$ KN;
- HK-80 Axle load $P=200$ KN.

Il modello HK dovrà essere applicato rispettando le seguenti disposizioni:

- un solo veicolo in cui la ruota dell'axle più vicino alla mezzeria della carreggiata non dovrà essere minore di 1.75 m;
- due veicoli solo su una corsia distanziati di 12 m. In tal caso all'axle verrà applicato un fattore riduttivo di 0.75.

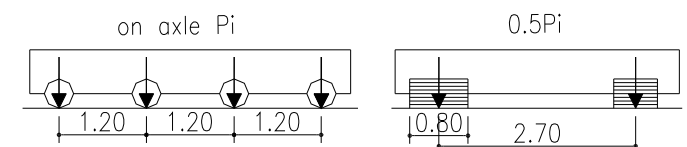


Figure 6. LM HK according to SniP/LM HK secondo le SniP.

Per entrambi i modelli di carico sopra definiti lo standard prevede un “impact factor” per “axle” così definito: modello AK (IM=1.3), modello HK (IM=1.0).

2.4 Azioni variabili da traffico nelle DBN

Gli standards DBN differiscono dalle SniP solo per il modulo dei carichi, come evidenziato nel seguito:

Modello AK

- per ponti importanti K è assunto uguale a 15.
- le corsie di traffico sono rappresentate da un massimo di quattro corsie reali e con l’aggiunta di una quinta corsia rappresentata da una “add line”, con larghezza pari a 3 m.
- il fattore di impatto (IM) per l’axle del modello AK è pari a 1.4.

Modello HK

Il modello risulta uguale al modello previsto nelle SniP. Nella Tabella 2 vengono riepilogati i fattori che scalano le azioni del CL, dell’UDL e gli “Impact Factors” al variare delle “traffic lanes”.

Table 2. Factors for traffic Lanes and IM/Fattori per le corsie di traffico e IM.

Numbers of lanes	EN		SniP		DBN	
	CL	UDL	CL	UDL	CL	UDL
1 st lane	1	1	1	1	1	1
2 nd lane	0.67	0.28	1	0.6	1	0.6
3 rd lane	0.33	0.28	1	0.6	0.75	0.6
4 th lane	0.0	0.28	1	0.6	0.5	0.6
Add lane	0.0	0.28	-	-	0.25	0.25
IM	1	-	1.3	-	1.4	-

3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

3.1 Generalità

In quanto segue si esamineranno le combinazioni delle azioni e i relativi coefficienti parziali di sicurezza.

3.1.1 Combinazioni secondo EN

La combinazione fondamentale per lo ULS e quella per la condizione sismica sono di seguito riepilogate:

“ULS design situation”

$$S_{Ed} = \sum \gamma_{gi} G_{ki} + \gamma_p P_k + \gamma_Q Q_{ki} + \sum \gamma_{Qi} \psi_{oi} Q_{ki};$$

“Seismic design situation”

$$S_{Ed} = \sum G_{ki} + P_k + A_{Ed} + \sum \psi_{oi} Q_{ki};$$

Per i ponti i “factors $\psi_{0,i}$ ” e i coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono riepilogati nelle Tabelle 3 e 4.

Table 3. Factor for road bridges/Fattori per ponti stradali.

Action	Symbol	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Traffic loads (EN 1991-2, T)	(LM1) TS (LM1) UDL	0.75 0.4	0.75 0.4	0 0
Wind forces	Fw persistent	0.6(0.8)	0.2	0
Thermal actions	T	0.6	0.6	0.5
Construction loads	Q _{ca}	1	-	1
Seismic Load	A _{Ed}	-	-	0.2

Table 4. Partial safety factor (γ_i) for loads/Coefficienti parziali di sicurezza.

Loads	Favourable	Unfavourable
Self weight G _{ki}	1	1.35
Concrete barrier curb G _{ki}	1	1.35
Asphalt G _{ki}	1	1.35
Creep and Shrinkage ϵ_{ki}	1	1.2
Prestressed P _k	1	1.2
Earth Pressure S _{ki}	1	1.3
LM1 TS Q _{ki}	0	1.5
LM1 UDL Q _{ki}	0	1.5
Pedestrian load Q _{ki}	0	1.5
Breaking Q _{ki}	0	1.5
Wind F _{wi}	0	1.5
Δt Temperature T _{ki}	0	1.5
Seismic Load A _{Ed}	0	1.0

3.1.2 Combinazioni secondo le SniP e DBN

Le combinazioni delle azioni per entrambi gli standards seguono le stesse regole. Le differenze che si riscontrano sono sui “safety factors” e sui coefficienti di combinazione indicati con il simbolo η_i . Le combinazioni allo ULS e per la sismica valgono:

“ULS design situation”

$$S_{Ed} = \sum \gamma_{gi} G_{ki} + \gamma_i \text{Creep} + \gamma_i S_{heart} + \gamma_i \eta_i AK + \gamma_i \eta_i HK + \gamma_i \eta_i \text{Pedestrian} + \gamma_i \eta_i \text{Brake} + \gamma_i \eta_i F_{wi} + \gamma_i \eta_i T_{ki} + \gamma_i \eta_i \text{Constr};$$

“Seismic design situation”

$$S_{Ed} = \sum \gamma_{gi} G_{ki} + \gamma_i \text{Creep} + \gamma_i \eta_i S_{heart} + \gamma_i \eta_i AK + \gamma_i \eta_i \text{Pedestrian} + \gamma_i \eta_i \text{Brake} + \gamma_i \eta_i \text{Constr} + \gamma_i A_{Ed}.$$

dove i coefficienti η_i e i “partial safety factors” sono evidenziati nelle Tabelle 5-6 e 7.

Table 5. Combination coefficients for statical load/Coefficienti di combinazione per le azioni statiche.

ULS Design	η_i	
	SniP	DBN
AK	0.7-0.8-1	0.8-1
HK	0.7-0.8-1	0.8-1
Pedestrian	0.7-0.8-1	0.8-1
Brake	0.7-0.8	0.7-0.8
Wind F _{wi}	0.25-0.5	0.25-0.5
$\Delta temp$ T _{ki}	0.7-0.8-1	0.7-0.8-1
Construction	1.0-1.1	1.0-1.1

Table 6. Combination coefficients for seismic load/Coefficienti di combinazione per le azioni statiche.

Seismic Design	η_i	
	SniP	DBN
AK	0.3	0.3
Pedestrian	0.3	0.3
Brake	0.7	0.7
Construction	0	0
Seismic Load A_{Ed}	1.0	1.0

Table 7. Partial safety factors for combinations/Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni.

Loads	SniP		DBN																					
	Fav/Unfav	Fav/Unfav	Fav/Unfav	Fav/Unfav																				
Self weight G_{ki}	0.9/1.1	1/1.25	1/1.25	1/1.25																				
Concrete barrier curb G_{ki}	0.9/1.5	1/1.25	1/1.25	1/1.25																				
Asphalt G_{ki}	0.9/1.5	1/2.0	1/2.0	1/2.0																				
Creep and Shrinkage ϵ_{ki}	0.9/1.1	1/1.1	1/1.1	1/1.1																				
Earth Pressure S_{ki}	0.9/1.4	1/1.4	1/1.4	1/1.4																				
AK CL Q_{ki}	0/1.5	0/1.5	0/1.5	0/1.5																				
AK UDL Q_{ki}	0/1.15	0/1.5	0/1.5	0/1.5																				
HK CL Q_{ki}	0/1.1	0/1.5	0/1.5	0/1.5																				
Pedestrian load Q_{ki}	0/1.2	0/1.5	0/1.5	0/1.5																				
Breaking Q_{ki}	0/1.2	0/1.2	0/1.2	0/1.2 </tr <tr> <td>Wind F_{wi}</td> <td>0/1.4</td> <td>0/1.5</td> <td>0/1.5</td> <td>0/1.5</td> </tr> <tr> <td>Δt Temperature T_{ki}</td> <td>0/1.2</td> <td>0/1.2</td> <td>0/1.2</td> <td>0/1.2</td> </tr> <tr> <td>Load seismic A_{Ed}</td> <td>0/1.2</td> <td>0/1.4</td> <td>0/1.4</td> <td>0/1.4</td> </tr> <tr> <td>Construction Q_{ca}</td> <td>0.7/1.3</td> <td>0.7/1.3</td> <td>0.7/1.3</td> <td>0.7/1.3</td> </tr>	Wind F_{wi}	0/1.4	0/1.5	0/1.5	0/1.5	Δt Temperature T_{ki}	0/1.2	0/1.2	0/1.2	0/1.2	Load seismic A_{Ed}	0/1.2	0/1.4	0/1.4	0/1.4	Construction Q_{ca}	0.7/1.3	0.7/1.3	0.7/1.3	0.7/1.3
Wind F_{wi}	0/1.4	0/1.5	0/1.5	0/1.5																				
Δt Temperature T_{ki}	0/1.2	0/1.2	0/1.2	0/1.2																				
Load seismic A_{Ed}	0/1.2	0/1.4	0/1.4	0/1.4																				
Construction Q_{ca}	0.7/1.3	0.7/1.3	0.7/1.3	0.7/1.3																				

4 ANALISI STRUTTURALE IMPALCATO

4.1 Generalità

Descritti i vari modelli di carico, verrà mostrato per un impalcato in progetto la distribuzione del momento flettente dovuta al carico variabile da traffico. I carichi da traffico applicati al modello FEM sono rappresentati dal modello LM1 della EN e dai modelli AK e HK delle SniP. Il modello AK delle DBN verrà solo confrontato con i moduli delle azioni, al fine di mostrare le differenze rispetto a quello previsto nelle SniP.

La Figura 7 riporta il modello FEM 3D con luce della campata pari a 33 m.

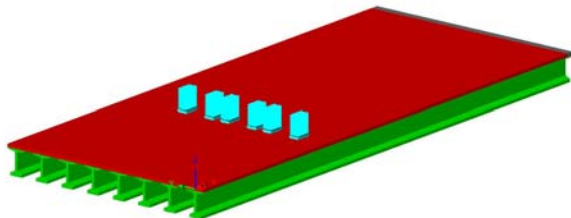


Figure 7. FEM Model for deck/Modello FEM dell'impalcato.

4.1.1 Disposizione carichi variabili

Al fine di comparare le intensità delle azioni da traffico in Figura 8 è evidenziata sulla sezione dell'impalcato una delle disposizioni dei carichi mobili adottati nel modello FEM, in accordo alle linee-

superfici di influenza. La Figura 8 e la Tabella 8 mostrano rispettivamente la disposizione adottata e le relative intensità delle azioni.

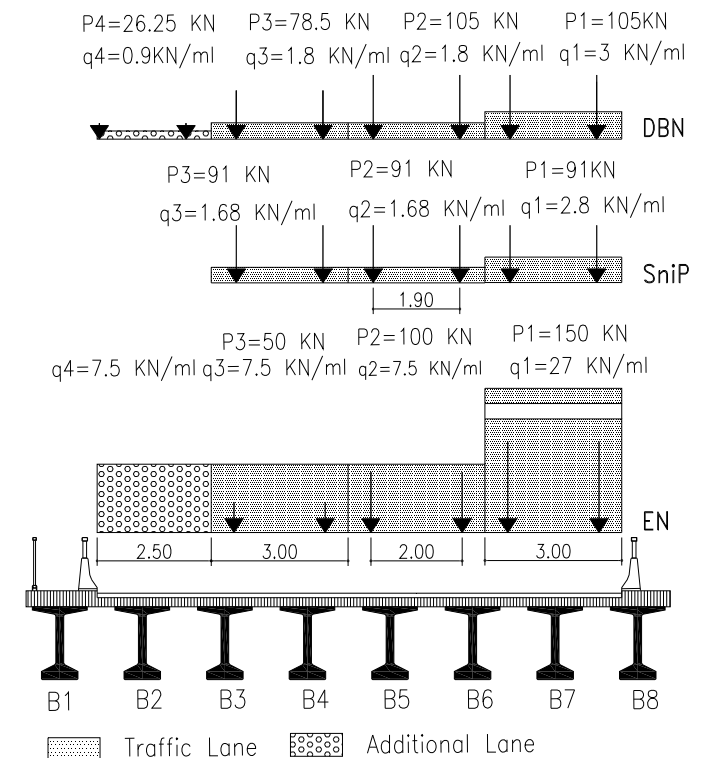


Figure 8. Disposition traffic loads/Disposizioni Azioni da traffico

Table 8. Design loads for traffic Lanes/Azioni di progetto dovute al traffico.

Numbers of lanes	EN		SniP		DBN	
	CL	UDL	CL	UDL	CL	UDL
1 st lane	300	27	182	2.8	210	3
2 nd lane	200	7.5	182	1.68	210	1.8
3 rd lane	100	7.5	182	1.68	157	1.8
Add lane	0	7.5	0	0	52.5	0.9

CL (KN); IM=1-1.3-1.4; UDL (KN/ml).

4.1.2 Analisi dei risultati

Estraendo i massimi momenti flettenti per la sezione di mezzaria delle travi, si mostrano le differenze per le azioni variabili secondo le EN e le SniP. In particolare, la Figura 9 riporta i confronti per i singoli effetti del CL e dell'UDL e per l'effetto complessivo di tali azioni. Dal grafico si evince come l'effetto del CL per l'EN risulta compreso tra quello dei modelli AK e HK-100, mentre per l'effetto dell'UDL si evince una notevole differenza con un minor valore riscontrato nelle SniP. Questa differenza è ascrivibile a più cause quali: minore intensità del carico ripartito, minore superficie interessata dal carico e assenza della "remaining area", come mostrato nella Figura 8. Effettuando la somma dei due effetti definiti nei modelli considerati, si evince come il massimo momento flettente ottenuto nell'EN, risulta essere circa il doppio di quello calcolato con il modello delle SniP.

Bending Moment due to partial and total Traffic Loads

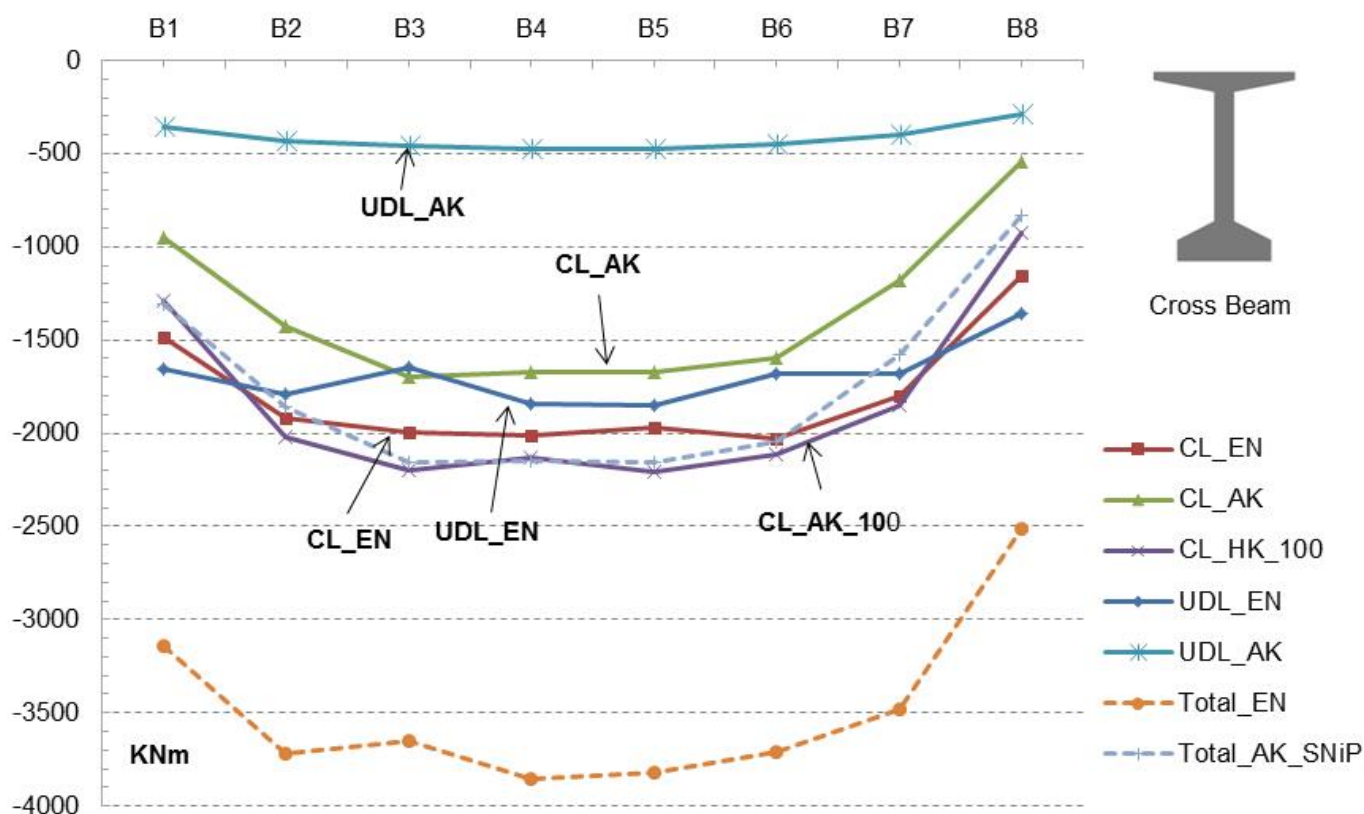


Figure 9. Bending moment in middle cross beam / Momento flettente nella mezzeria delle travi

Considerando anche gli effetti delle azioni permanenti G_i si è valutato il massimo momento di “design” M_{sd} per la sezione di mezzeria della trave. I risultati sono presentati nel grafico di Figura 10, dove si confrontano il momento di “design” con il momento “resistance” della trave M_{Rd} . Dal confronto si evince che l’EN conduce a valutare un momento M_{sd} maggiore rispetto alle SniP. Le stesse differenze si riscontrano anche per il taglio.

Il grafico di Figura 11 evidenzia come nelle SniP l’effetto dei permanenti da un lato erode il coefficiente di sicurezza, ma dall’altro con il contributo delle azioni variabili, il “safety factor” finale risulta minore nelle EN.

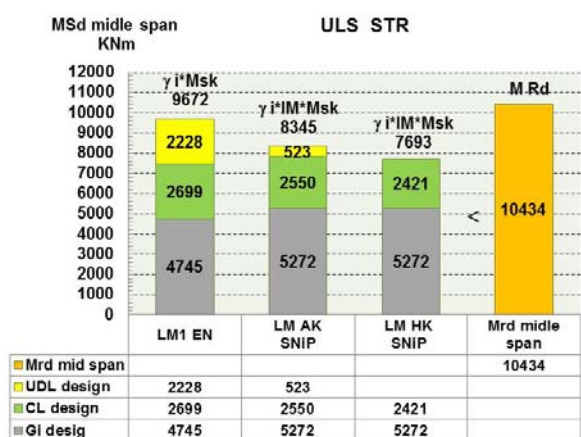


Figure 10. Design Bending Moment/Momento di progetto.

Il confronto viene terminato mostrando come il coefficiente di sicurezza della sezione della trave varia anche in funzione dei diversi coefficienti parziali di sicurezza. Per enfatizzare tale confronto si farà crescere progressivamente il momento di “design” iniziando dalle azioni permanenti per terminare con le azioni variabili.

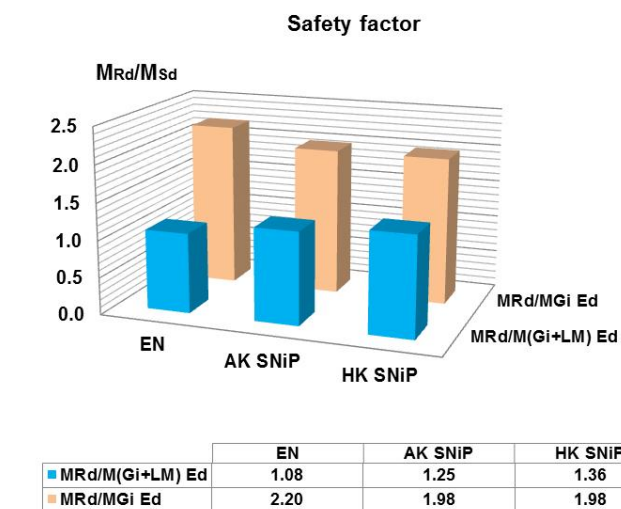


Figure 11. Variation of the safety factor / Variazione del coefficiente di sicurezza.

Dal confronto effettuato si può concludere che i risultati ottenuti sono influenzati sia dalle azioni variabili sia dai coefficienti di sicurezza. Più specificamente queste differenze riflettono la profonda impostazione che è alla base di questi Standards e si può constatare come con le EN si arriva a esprimere un differente giudizio sulla sicurezza strutturale. Tale risultato riflette i sottostanti insiemi del nuovo *Paradigma progettuale* su cui è fondato Eurocodice.

5 DESIGN SISMICO E CONTROLLI IN SITU

5.1 Generalità

Per l'analisi sismica si discuteranno le ipotesi adottate e la verifica delle pile per il viadotto Pk 15 la quale è stata svolta per duttilità. Le pile sono costituite da fusti circolari di altezza pari a 10 m collegati in sommità da un traverso avente luce di 8 m. Per il sito di costruzione l'azione sismica può raggiungere Pga comprese tra 0.1g e 0.2g. Le pile sono state progettate per una classe di duttilità media, con fattore di struttura q pari a 1.5.

5.2 Input sismico e analisi sismica

L'azione sismica è stata rappresentata con lo spettro di progetto, avente un plateau di 0.23g, calcolato per una Pga di 0.1g e con suolo tipo D.

Il modello FEM predisposto ha riprodotto la geometria di una pila isolata, le masse e le azioni gravitazionali ad essa applicate. Dedotte così le sollecitazioni, si è proceduto ad effettuare le verifiche in termini di duttilità adottando gli opportuni legami costitutivi per i materiali.

5.3 Legami costitutivi dei materiali

I legami costitutivi del calcestruzzo e dell'acciaio sono in accordo agli Eurocodici 2 e 8. La Figura 12 riporta il legame "stress-strain" per il calcestruzzo avente una classe pari a C30/37.

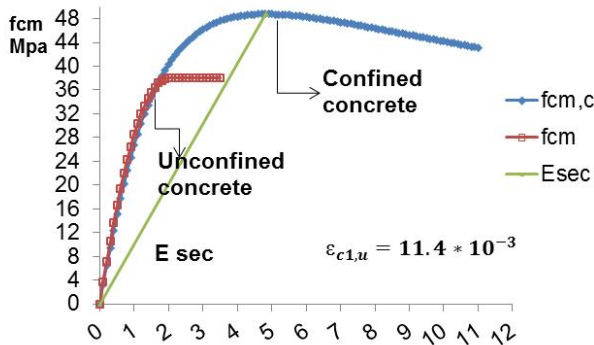


Figure 12. Stress-strain model for confined and unconfined concrete according Eurocode /Tensione deformazione per calcestruzzo confinato e non secondo Eurocodice.

Per l'acciaio, tipo B500B, si è adottato un legame elasto-perfettamente plastico con resistenza media di 520 Mpa e "strain" medio a rottura pari a 7.5 %. La sezione delle staffe è stata calcolata in accordo alla Formula 1 dell'Ec8 parte ponti, di seguito riportata:

$$A_{sw} = \frac{\sum A_{sl} f_{ys}}{16 f_{yt}} \frac{S_t}{100} \quad (1)$$

dove:

A_t area staffe; S_t passo staffe;

ΣA_{sl} area delle barre longitudinali ϕ_{sl} trattenute delle staffe;

f_{yt} tensione di snervamento delle staffe.

Mentre, per il passo delle staffe si è rispettato il rapporto $\lambda = S_t/\Phi_{sl} < 5$ che per bassi valori ne ostacola il "buckling" delle barre longitudinali.

5.4 Verifiche in duttilità

Dedotte le sollecitazioni sismiche rappresentate da (N_{sd} , M_{sd} , V_{sd}) si è effettuata la verifica di duttilità valutando il diagramma momento curvatura $M-\chi$ bilinearizzato, avendo assunto i seguenti dati: classe calcestruzzo C30/37; diametro pila 1400 mm; armatura longitudinale 24+24 ϕ 32; Staffe ϕ 16 mm con passo 100 mm.

Le azioni assiali ricavate dall'analisi FEM sono risultate: direzione long. $N_{sd}=3160$ KN, con periodo $T=1.03$ sec; direzione trasv. $N_{sd}=5600$ KN, con periodo $T=0.57$ sec. La Figura 13 riporta il diagramma $M-\chi$ per $N_{sd}=5600$ KN.

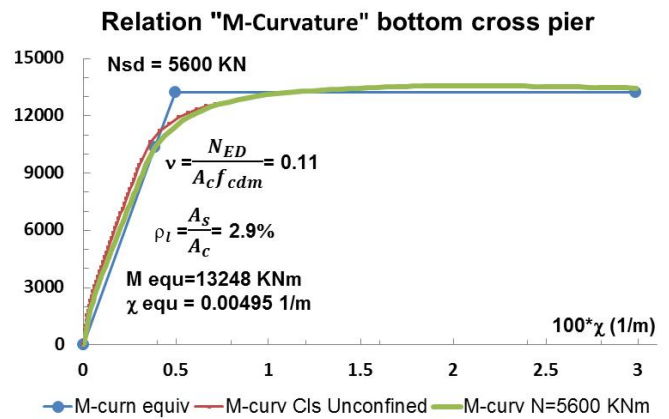


Figure 13. Cross pier moment-curvature relationship/Mometo curvatura sezione pila.

La verifica è stata svolta valutando sia la duttilità della sezione μ_ϕ e sia la capacità in duttilità dell'elemento che tiene conto della deformazione della pila μ_Δ e della rotazione della cerniera plastica θ_{ult} . I risultati riportati in Tabella 9, mostrano come la duttilità in spostamento risulta minore di quella della sezione. Inoltre, lo spostamento ultimo dovuto alla deformazione della pila è risultato compreso tra 140-610 mm. I risultati mostrano anche come la duttilità diminuisce all'aumentare dell'azione assiale.

Table 9. Verification pile for ductility/Verifica pila per duttilità.

Nsd KN	Ductility cross section			Ductility element			
	χ_{ield} 1000*(1/m)	χ_{ult}	μ_ϕ (-)	Δ_{ield} m	Δ_{ult} m	μ_Δ (-)	θ_{ult} rad
3160	0.364	3.264	9.0	0.15	0.61	4.1	2.1
5600	0.387	2.987	7.7	0.04	0.14	3.8	1.1

L di taglio: dir trasv 5.5 m; dir long 11 m.

5.4.1 Controlli e dettagli costruttivi

Per rispettare le ipotesi adottate in progetto riguardanti gli elementi strutturali è stato necessario: accertare le proprietà meccaniche dell'acciaio e del calcestruzzo, controllare i requisiti per la durabilità dei materiali, controllare in situ i dettagli costruttivi riguardanti posizione, diametro, ancoraggio e infittimento delle armature trasversali e longitudinali. Anche per queste attività l'Eurocodice si è mostrato uno strumento per il "detailed design". Le Figure 14 e 15 mostrano i dettagli della pila per il viadotto Pk 15 in accordo al "design" sismico.

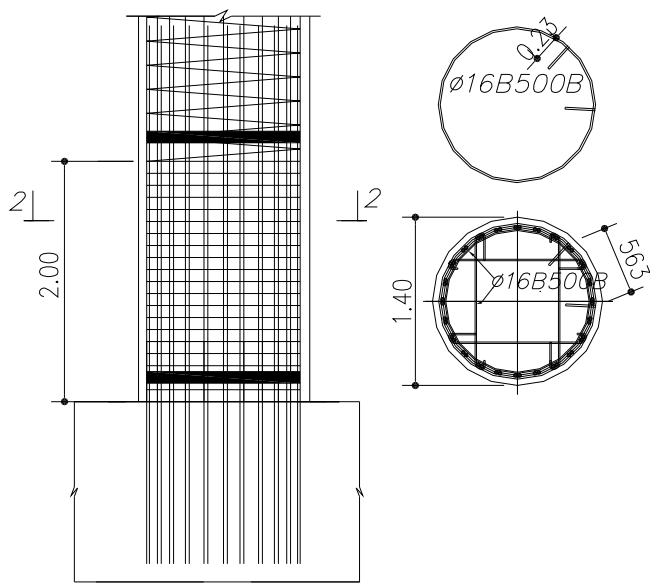


Figure 14. Reinforced piles/Armature fusto pila



Figure 15. Confinement Ties for the longitudinal steel bars / Staffe di confinamento armature longitudinali.

6 CONCLUSIONI

Con questo lavoro sono state messe a confronto le azioni variabili da traffico per gli standards EN, SniP e DBN. Per un "detailed design" di un Viadotto, sono stati valutati i momenti flettenti nelle travi più elevati nella norma EN rispetto alla norma SniP. Ricercando il momento di "design" allo ULS il coeffi-

ciente di sicurezza della trave è risultato penalizzato nella EN (vedere Figure 9-11). Queste differenze riflettono tutto il "background" sulla sicurezza strutturale contenuto negli Eurocodici, frutto del lavoro svolto negli anni 1972-78 dal CEB.

Per l'analisi sismica si è mostrato come gli Eurocodici consentono di effettuare il progetto in modo completo definendo l'azione sismica fino ai dettagli costruttivi in accordo alle ipotesi formulate per la duttilità. Infine, anche per l'approvazione e per il controllo dei materiali strutturali in situ, l'Eurocodice è risultato uno strumento efficace. Concludendo, si rileva che l'Eurocodice rappresenta un nuovo "Paradigma Scientifico Tecnico" per la progettazione strutturale.

In this work the traffic loads for bridge specified in the standards EN, SniP and DBN have been compared. For a detailed design of the viaduct the maximum bending moment in the beam of deck has been calculated. The maximum values of the stress have been found for the standards EN. The design moment calculated according to the ULS resulted higher than the values arising from the SniP, and the safety factor according the standards EU resulted less, (see Figures 9-11). The differences on the structural safety are derived from the "background" of the Eurocode encompassing work made in the 1970s by CEB.

Regarding the seismic analysis it is shown that the EN allows to make a complete design, defining all the parameters from the seismic action to the construction details in accordance with the assumptions made for the ductility. Finally, for the acceptance of the mechanical properties and supervision of the bridge building, the Eurocode has resulted a complete design standard, establishing a new "Technical and Scientific Paradigm" for the structural design.

REFERENCES

- DBN B.2.3-14, 2006. *Bridges and Pipes. Design Rules.*
- DBN B.1.2-15, 2009. *Bridges and Culverts. Loads and Actions.*
- Eurocode 1, 2003. *Actions on structures-Part. Traffic loads on Bridges.*
- Eurocode 2, 2008. *Worked Examples.* European Concrete Platform ASBL. May.
- Eurocode 2, 2005. *Design of concrete structure-Part2. Concrete bridges-Design and detailing rules.*
- Eurocode 8, 2004. *Design of structures for earthquake resistance, Part 1. General rules, seismic actions and rules for buildings.*
- Eurocode 8, 2005. *Design of structures for earthquake resistance, Part 2, Bridges.*
- Parke, G. & Nigel Hewson, 2008. *ICE manual of bridge engineering, 2nd Edition.*
- Priestley, M. J. N., Seibele, F. & Calvi, G. M, 1996. *Seismic design and retrofitting of bridges.* John Wiley & Sons.
- SniP 2.05.03-84, 1986. *Bridges and Culverts.* Moscow.
- SniP 2.01.07-85, 2001. *Loads and Effects.* Moscow.