

Progettazione sismica di un ponte strallato di grande luce: il South Crossing Bridge in Guayaquil, Ecuador

G.M. Calvi¹, M. Moratti², A. Villani³, D. Pietra⁴, R. Pinho⁵ ■

Sommario

La progettazione sismica di ponti di grande luce ha ricevuto un forte impulso negli ultimi decenni, sia dal punto di vista della concezione strutturale che da quello pratico-costruttivo grazie soprattutto ai recenti esempi di progettazione e realizzazione di ponti strallati e sospesi in regioni altamente sismiche. Alcuni di essi inoltre hanno anche dimostrato con successo la validità delle innovazioni apportate nelle strategie progettuali adottate. Tale risultato ha pertanto spinto ad acquisire confidenza verso approcci progettuali di nuova concezione dove il buon comportamento strutturale, anche in caso di eventi sismici di estrema intensità, è garantito attraverso l'ausilio di dissipatori passivi di energia sismica uni-

tamente a soluzioni strutturali sostanzialmente innovative per ponti di grande luce. Queste considerazioni sono alla base dei tentativi, sempre più numerosi, di adottare questa tipologia strutturale nelle operazioni di ricucitura di cesure morfologiche, che per anni hanno rallentato la naturale evoluzione dei flussi commerciali e la crescita economica di intere nazioni, con particolare riferimento a quelle soggette ad elevati rischi derivanti da disastri naturali come i terremoti. Questo articolo illustra alcuni degli aspetti principali che hanno caratterizzato la progettazione sismica del South Crossing Bridge nella città di Guayaquil in Ecuador, a partire dalle fasi preliminari di progettazione sino alle soluzioni adottate a livello definitivo.

1. Introduzione

I ponti sostenuti da cavi rivestono un ruolo di fondamentale importanza nel superare barriere che per anni o addirittura secoli, hanno separato città e persino nazioni l'una dall'altra. I ponti strallati, in particolare, hanno guadagnato una sempre crescente popolarità tra gli addetti ai lavori, soprattutto grazie ad alcuni fondamentali vantaggi che li distinguono dai ponti sospesi: la loro eleganza, la necessità di opere di fondazione meno impegnative e gravose grazie all'assenza dei problemi legati all'ancoraggio di cavi principali per finire con la maggiore facilità di esecuzione della struttura stessa.

Per questa serie di ragioni, i ponti strallati sono ampiamente considerati la tipologia strutturale più economica per luci fino a 1000 m. Nel caso del South-Crossing Bridge (SCB), la cui struttura principale si estende per 1248 m, la scelta progettuale è ricaduta infatti sulla tipologia di ponte strallato con due campate principali ciascuna lunga 416 m. Il SCB tuttavia, rappresenta soltanto una parte, sebbene quella tecnicamente più complessa, di un sistema di viadotti molto

più ampio caratterizzato da oltre 48 km di strade a scorrimento veloce ed ulteriori 2.6 km di ponti e viadotti. Il sistema è di vitale importanza per gli interessi economici dell'Ecuador poiché destinato a diventare l'accesso principale al porto marittimo localizzato a sud di Guayaquil che ad oggi rappresenta il più grande e importante porto dell'intera nazione. Una volta costruito, il SCB ridurrà il tempo di viaggio per giungere al porto di Guayaquil di oltre 73 minuti per i veicoli cargo provenienti dal sud del paese e di circa 49 e 59 minuti rispettivamente per i veicoli provenienti da nord ed est, con evidenti benefici non solo in termini di tempo, ma anche nell'ottica dei risparmi sui costi operativi, con effetti benefici sulla riduzione dell'inquinamento atmosferico. Esso servirà inoltre anche come itinerario alternativo per raggiungere la parte a sud della città, promovendo pertanto lo sviluppo urbano dell'intera area.

Dal punto di vista ingegneristico il SCB si distingue dagli altri esempi di ponti strallati di grande luce già realizzati, per la sua singolare impostazione strutturale, caratterizzata da una inu-

¹ Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica, Istituto Universitario di Studi Superiori, Pavia - ✉ gm.calvi@eucentre.it

² Studio Calvi, Ingegneria e Architettura, Pavia - ✉ matteo.moratti@studiocalvi.eu

³ EQCO, Earthquake Consulting, Pavia - ✉ antonio.villani@eqco.it

⁴ EQCO, Earthquake Consulting, Pavia - ✉ dario.pietra@eqco.it

⁵ Dipartimento di Meccanica Strutturale, Università degli Studi di Pavia - ✉ rui.pinho@unipv.it

grande e il più importante dell'intera regione costiera dell'Ecuador. Si forma dalla confluenza dei fiumi Babahoyo e Daule posti a circa 10 km a nord del SCB, dando origine ad un complesso delta. La sua principale caratteristica è la presenza di una zona paludosa dove si è poi sviluppata l'area portuale. Durante la stagione delle piogge il fiume raggiunge portate d'acqua verso il golfo di Guayaquil di oltre 4000 m³/s, e tale portata può di gran lunga essere superata durante periodi di piogge particolarmente intense. In sede di progettazione ciò ha costretto all'adozione di tutte le possibili precauzioni per la protezione dall'erosione delle fondazioni del SCB e di tutto il sistema di viadotti circostante.

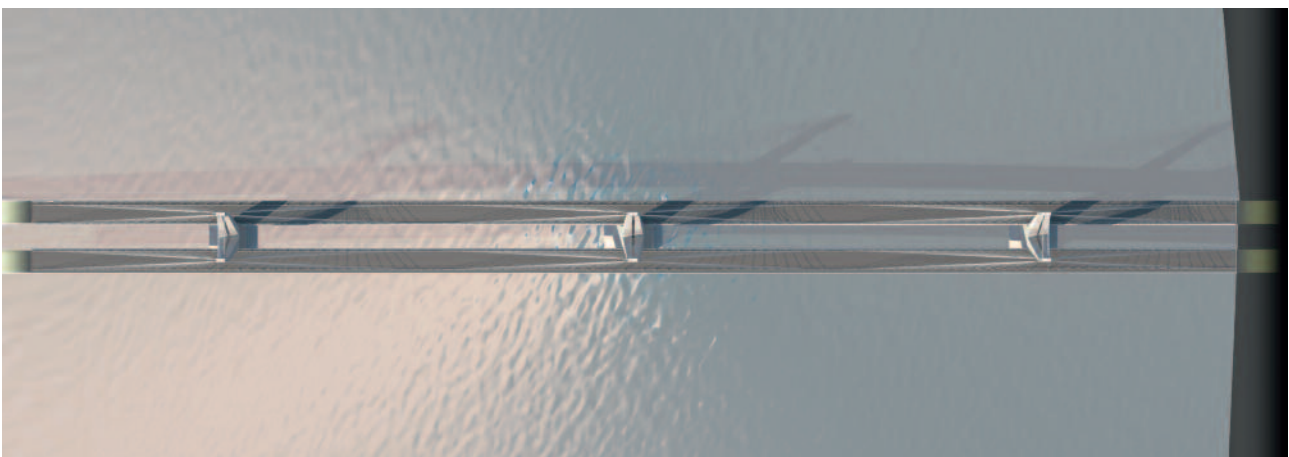
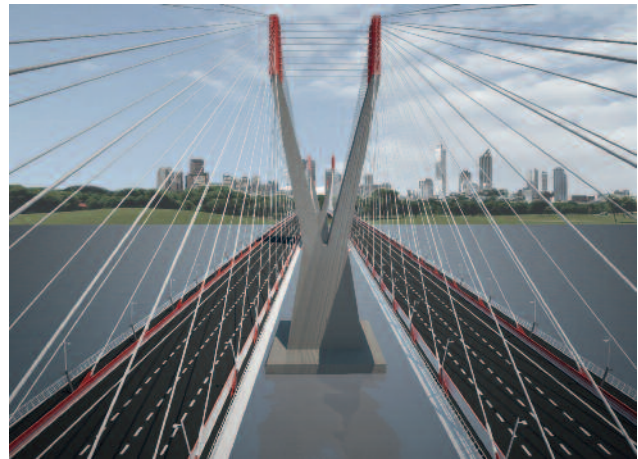
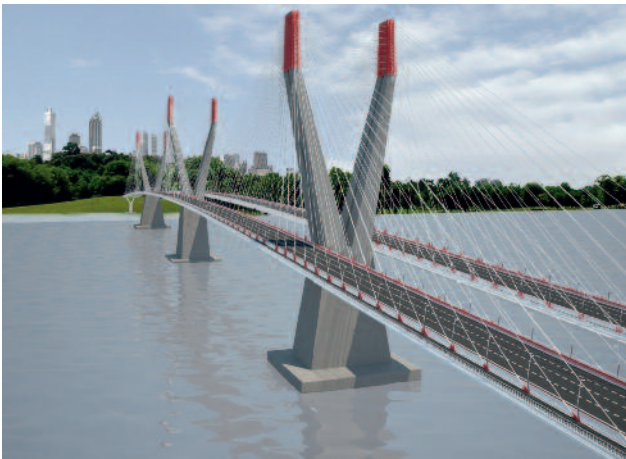
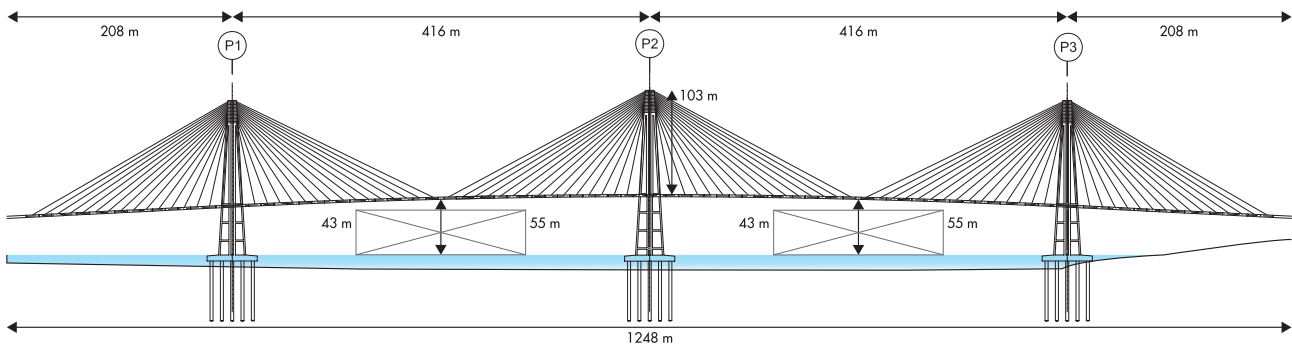
2.2 Configurazione strutturale

Il SCB è un ponte di tipo strallato (Figg. 4 e 5) a campate continue sorretto da tre imponenti pile (P1, P2 e P3) impostate alla quota del livello del mare, ciascuna delle quali sormontata da due sistemi di torri con forma a Y e con un doppio ordine di stralli a supporto di due distinti impalcati composti in acciaio e calcestruzzo, larghi 23.7 m ciascuno. Il sistema di fondazione adottato è costituito da gruppi di 49 pali trivellati che intercettano ciascuna delle tre pile al livello medio del mare e si sviluppano per oltre 80 m di profondità. Le luci strutturali raggiunte nella configurazione finale sono di 208 m e 416 m rispettivamente per le campate laterali e per le due centrali, per una lunghezza complessiva

Fig. 3
Profilo longitudinale del South Crossing Bridge.

Fig. 4
Immagini fotorealistiche del South Crossing Bridge.

Fig. 5
Vista dall'alto del South Crossing Bridge.



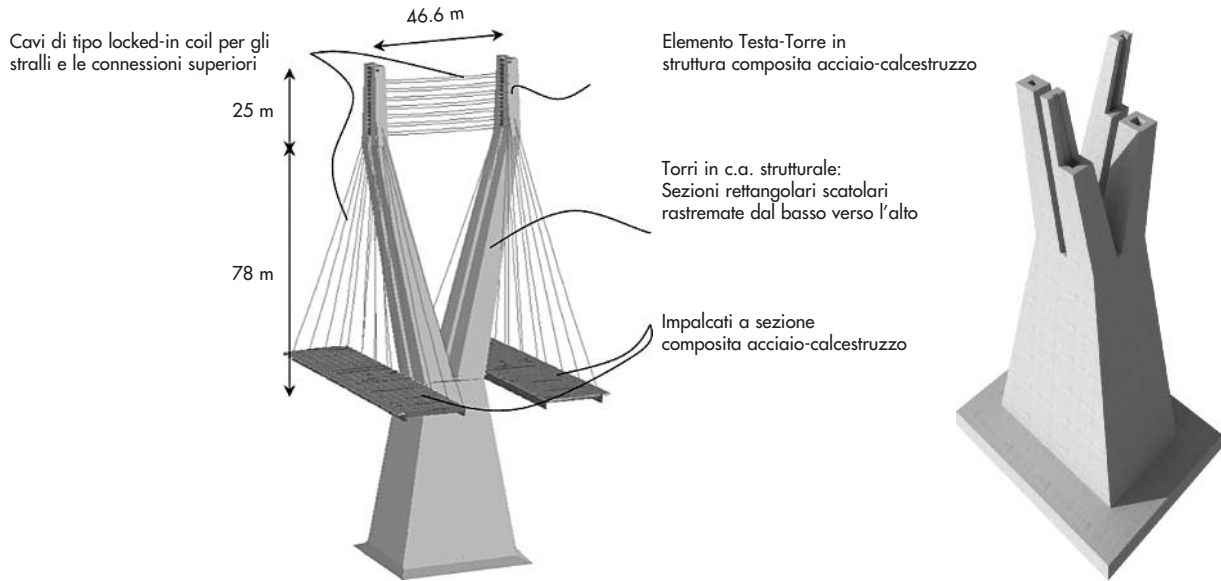


Fig. 6
Geometria del sistema
Torre-Pila del South
Crossing Bridge.

della struttura del ponte pari a 1248 m (Fig. 3). Da ciascuna delle tre pile del ponte si innalzano quattro torri strutturali in calcestruzzo fino ad un'altezza di 78 m dalla sommità delle pile stesse. Disposte a sbalzo, aggettanti verso l'esterno rispetto all'asse longitudinale del ponte e con un interasse in sommità pari a 46.6 m, le quattro torri strutturali di ciascuna pila sono successivamente raggruppate in coppie da una struttura composita in acciaio-calcestruzzo costituente la "testa-torre", che a sua volta si sviluppa per ulteriori 25 m di altezza. L'altezza complessiva risultante del sistema di torri è pari a 103 m (Fig. 6).

Grazie all'utilizzo di sezioni rettangolari di tipo scatolare, le torri strutturali fungono anche da percorsi preferenziali per le operazioni manutentive e per il posizionamento degli ancoraggi degli stralli dei due impalcati su entrambi i lati della pila. Questi ultimi, organizzati in quattro gruppi di stralli con disposizione a semi-ventaglio, si ancorano all'impalcato con interasse longitudinale pari a 12.6 m e verticalmente di 1.40 m in sommità. La tipologia di stralli adottata è costituita da cavi di tipo "locked-in-coil" per i vantaggi che essi offrono in termini di efficienza strutturale e protezione contro la corrosione (Troitsky et al., 1997). Una connessione bilanciata tra i due terminali testa-torre in struttura composita è infine realizzata attraverso un ulteriore gruppo di 14 cavi ad elevata resistenza anch'essi di tipo locked-in-coil, organizzati in un doppio ordine di 7 cavi disposti orizzontalmente (Fig. 6).

2.3 Impalcato

Il ponte è costituito da un sistema a doppio impalcato, ciascuno largo 23.7 m e organizzato in una carreggiata veicolare di 17.6 m affiancata, esternamente, da una corsia pedonale larga 3.5 m e

da essa separata con tradizionali barriere di protezione laterali. Una tale organizzazione delle sezioni trasversali di ciascun impalcato risulta in una configurazione localmente asimmetrica della singola sezione di impalcato che tuttavia, determina una simmetria d'insieme se si considera la sezione trasversale dell'intera struttura (Fig. 7a). Ciascun impalcato è costituito da due travi longitudinali con sezioni a doppio T asimmetriche, composte da piatti in acciaio saldati e con spessori variabili da 25 a 65 mm, alte 2.2 m e disposte ad un interasse di 19.8 m. Le travi trasversali, anch'esse costituite da sezioni a doppio T ma simmetriche e con piatti in acciaio saldati a spessori costanti, sono disposte con interassi di 4.2 m (1/3 dell'interasse tra gli stralli) a formare conci da realizzarsi a piè d'opera lunghi 12.6 m (Fig. 7b). A completamento della sezione dell'impalcato si è infine disposta una soletta in c.a. prefabbricata, dello spessore di 25 cm, localmente incrementato a 40 cm in corrispondenza delle travi longitudinali, e connessa con piolature a completo ripristino sia alle travi longitudinali che trasversali. I due impalcati sono sorretti da cavi ad elevata resistenza connessi alle travi longitudinali con degli ancoraggi a forcina di tipo regolabile e attraverso fazzoletti in acciaio, opportunamente modellati per adeguarsi all'inclinazione del singolo cavo, e saldati sulla flangia superiore delle travi longitudinali in corrispondenza dell'anima delle travi stesse.

Conseguentemente alla tecnica di costruzione assunta alla base della progettazione, la "Cantilevering staged Construction", ciascuna campata è stata organizzata in 32 segmenti tipici ciascuno lungo 12.6 m. Al livello della congiunzione tra pila e impalcato tuttavia, in vista delle connessioni con dissipatori viscosi ed elementi fusibile, i due

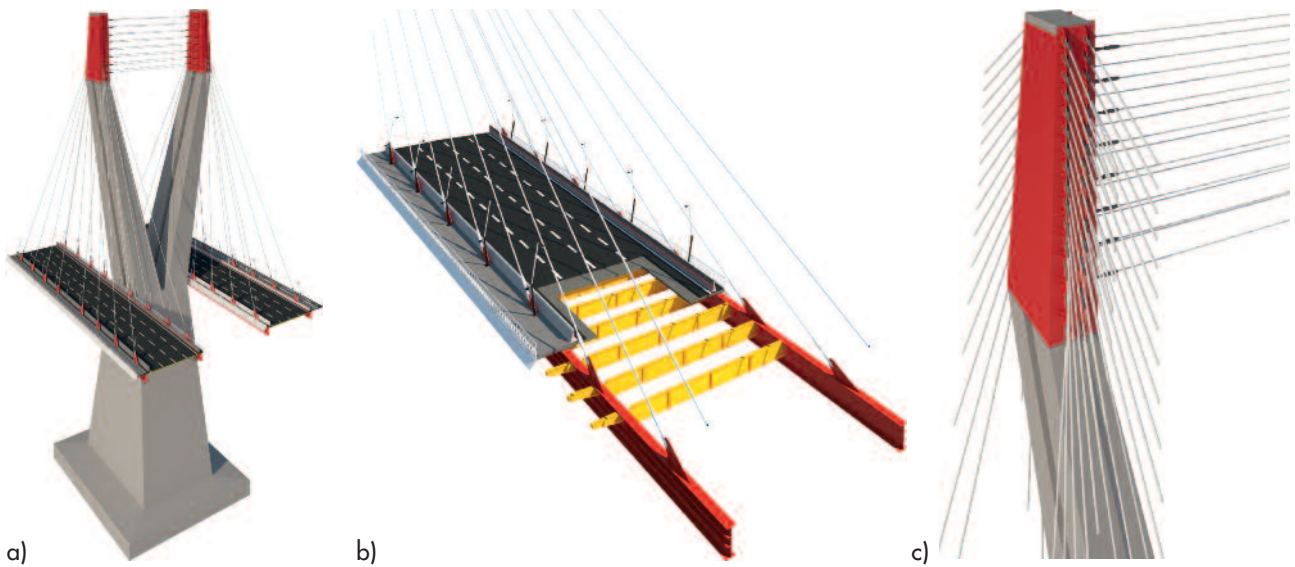


Fig. 7
 Immagini fotorealistiche del SCB:
 a) Tipico sistema Pila-Torre-Impalcato;
 b) Composizione strutturale dell'impalcato composito;
 c) Dettaglio della connessione in sommità delle torri.

segmenti tipici convergenti verso il punto di connessione con la pila, sono uniti da un tratto centrale lungo 7.4 m, destinato ad ospitare il sistema di irrigidimento a cui sarà demandato l'assorbimento delle forze trasmesse dai dissipatori viscosi e dagli elementi fusibile all'impalcato, sia in caso di sisma che in condizioni statiche.

La connessione pila-impalcato è realizzata mediante l'accoppiamento di dispositivi rigidi attivi per le azioni statiche e del vento e da un sistema di dissipatori viscosi attivi in caso di eventi sismici. Per le stesse ragioni due coppie di dissipatori ed elementi fusibile sono disposti anche in corrispondenza delle pile di transizione di ciascun impalcato.

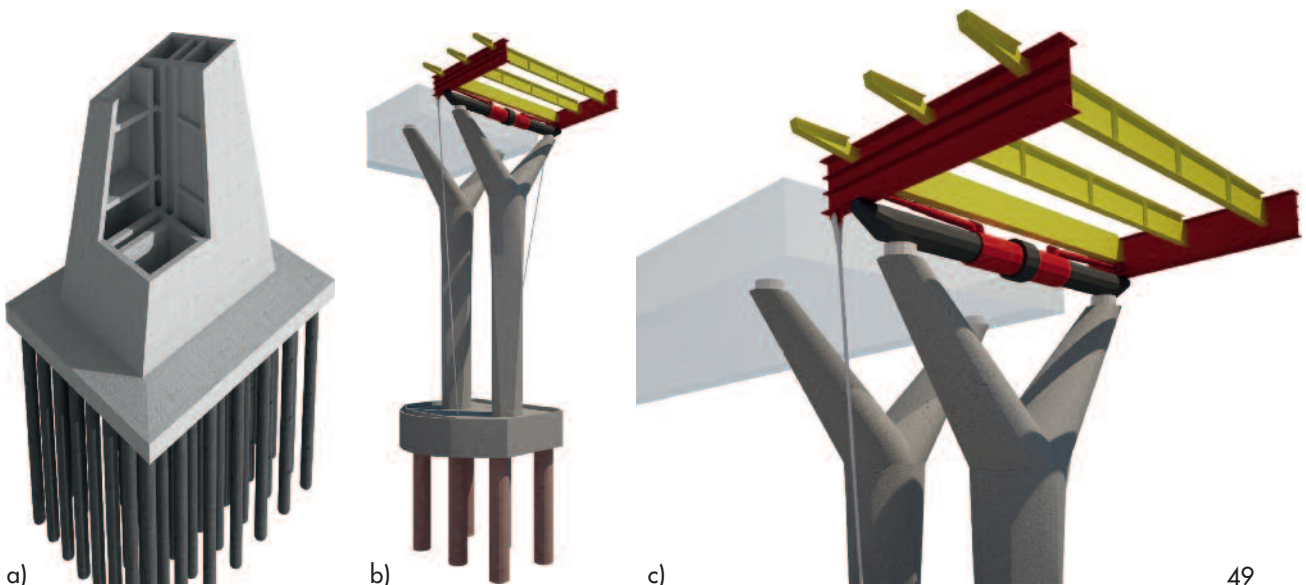
2.4 Pile principali, pile di transizione, giunti di espansione

I tronchi delle pile principali sono composti da

imponenti volumi trapezoidali internamente suddivisi in settori individuati dai muri perimetrali delle pile e da diaframmi interni (Fig. 8a). Questi ultimi svolgono la duplice funzione di - a) consentire la necessaria continuità strutturale dei muri costituenti le sezioni scatolari delle torri con le pile sottostanti - b) costituire elementi di irrigidimento per l'intero sistema pila-torre in risposta alla strategia progettuale di eliminare le tradizionali connessioni momento-resistenti tra pila ed impalcato che garantirebbero una maggiore rigidità longitudinale del ponte in fase di esercizio.

La connessione del ponte al sistema di viadotti della rete infrastrutturale in progetto, è stata invece realizzata per mezzo di due pile di transizione, una per ciascun impalcato (Figg. 8b e c), anch'esse con forma a Y e utili a svincolare l'interazione dei due sistemi strutturali (ponte strallato e viadotto di approccio) consentendo una

Fig. 8
 Pile principali e di transizione del SCB:
 a) Struttura della Pila principale;
 b) Sistema Pila di transizione-Impalcato;
 c) Dettaglio connessione impalcato alla pila di transizione.



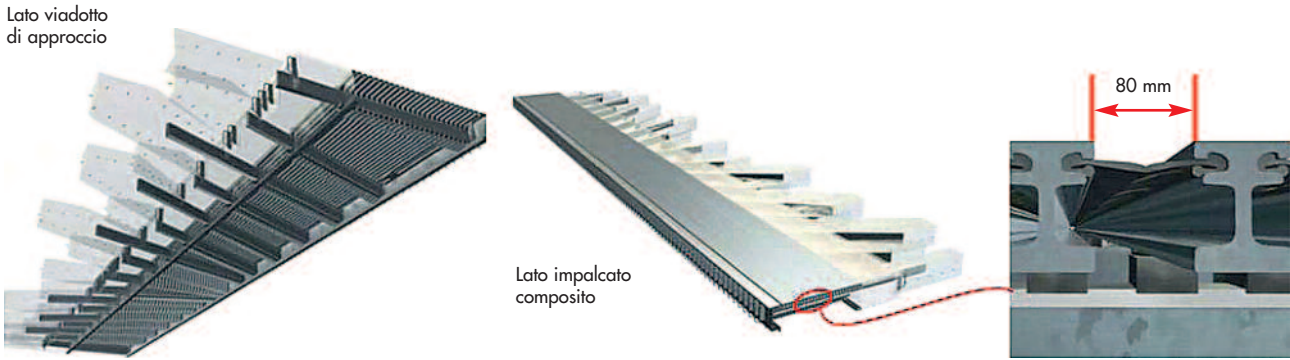


Fig. 9
Giunto di espansione tipo
(fonte Maurer SÖHNE).

progettazione sostanzialmente indipendente dei due sistemi. Le pile di transizione sono inoltre equipaggiate di dissipatori viscosi ed elementi fusibile e rappresentano pertanto, gli elementi strutturali preposti all'assorbimento delle forze sismiche e, in misura molto più limitata, degli

spostamenti indotti dai dissipatori sismici. La necessaria continuità tra gli impalcati dei due elementi strutturali è infine garantita da giunti di espansione caratterizzati da opportune capacità di spostamento in funzione degli stati limite strutturali considerati (Fig. 9).

3. Definizione dei carichi statici di progetto
3.1 Linee guida e carichi per la progettazione statica

L'analisi globale del SCB in condizioni statiche è stata effettuata con riferimento alle normative europee (Eurocodici) ed in accordo con i carichi di progetto descritti nella sezione seguente. Le macro-fasi caratterizzanti la progettazione definitiva del ponte possono essere riassunte nei seguenti passi:

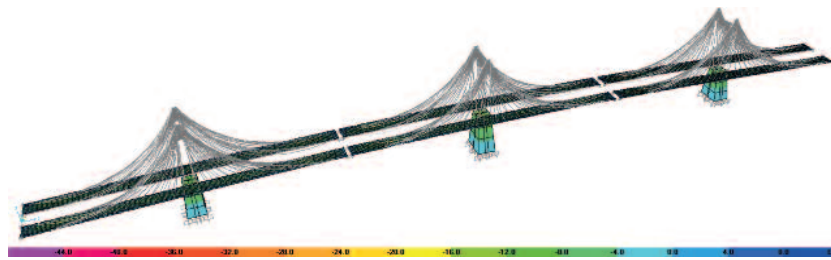
- Analisi del comportamento strutturale e definizione delle forze di pretensione degli stralli sotto gli effetti dei carichi strutturali e non strutturali al fine di ottenere la teorica configurazione indeformata di progetto del ponte in condizioni di carico permanente.
- Dimensionamento e verifica dei principali elementi strutturali (cavi, impalcato, torri,

- pile e fondazioni);
 - Analisi delle condizioni di vincolo temporanee e permanenti seguendo la costruzione per fasi di tipo "Cantilevering Staged Construction".
- La tabella che segue riassume i carichi di progetto adottati per l'analisi statica del ponte. Per la definizione dei carichi permanenti e di quelli strutturali si è tenuta in debita considerazione l'eventualità di sottostime sia dei pesi strutturali che permanenti dell'impalcato e degli equipaggiamenti relativi, sia di quelli disposti secondo le indicazioni alla base del progetto ovvero di quelli con cui il ponte verrà gravato durante lo stato di servizio. Inoltre si è ritenuto importante prevedere, in fase di analisi strutturale, ulteriori possibili sottostime degli spostamenti verticali da imporre agli impalcati per correggere eventuali imprecisioni in fase costruttiva. A tal fine sono

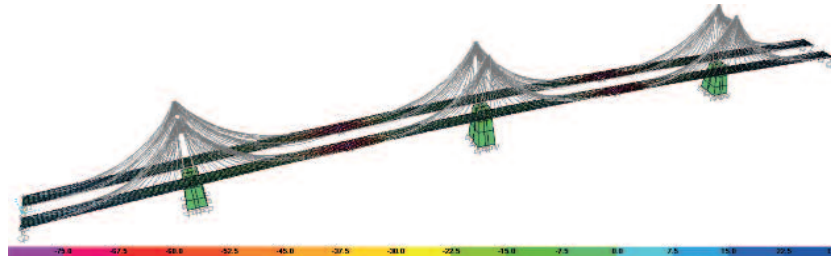
Tabella 1 - Carichi permanenti strutturali e non strutturali adottati per l'analisi statica del ponte

Caso di Carico	Entità del Carico	Descrizione
CPS	4.5 KN/m ²	carichi permanenti non strutturali (distribuiti come carichi di superficie sugli elementi shell dell'impalcato)
Added_Furnitures	5 KN/m	carico relativo a forniture aggiuntive necessarie in fase di esercizio del ponte, applicato linearmente distribuito sulle travi longitudinali
CP	183 KN/m	carichi permanenti strutturali
CPMP	9.15 KN/m	effetti degli incrementi del 5% dei pesi strutturali dell'impalcato, applicati sulle due travi longitudinali
CPSM	0.2*CPS	effetti degli incrementi del 20% dei carichi permanenti non strutturali dell'impalcato
CPMD	0.208 m	effetti delle deformazioni imposte alle estremità dei tre sistemi iso-statici con mensola a sbalzo, per considerare eventuali imprecisioni in fase di realizzazione dell'impalcato

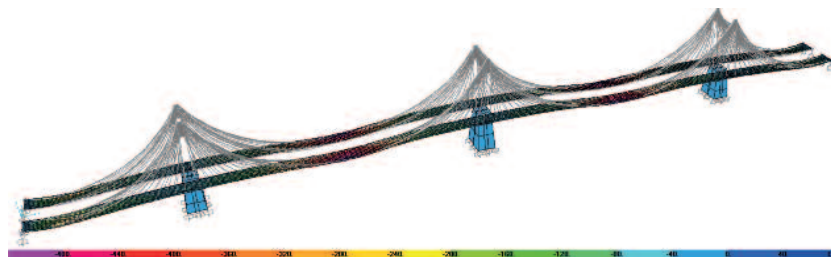
Nota: L'entità delle imprecisioni in fase di realizzazione dell'impalcato sono state stimate come segue: $\delta = 416 / (2 * 1000) = 0.208$ m. Tale spostamento è stato imposto come deformazione alle estremità delle singole campate principali.



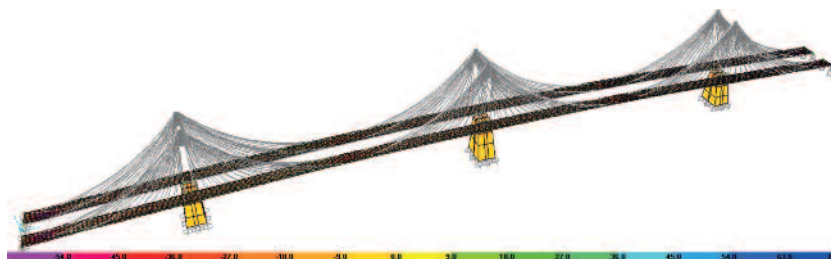
FASE 1: Si analizza ciascuna delle campate principali sotto gli effetti dei pesi propri strutturali e prima dell'inserimento del segmento di chiusura che assicura la continuità strutturale tra le campate. In questa fase viene calcolata la prima porzione di pretensione degli stralli utile all'annullamento degli spostamenti verticali della struttura dovuti ai pesi propri.



FASE 2: Si completa la costruzione a sbalzo con la posa dei segmenti di chiusura che sanciscono la continuità strutturale caratterizzata dall'iperstaticità tipica della tipologia strutturale e si prosegue alla disposizione del vincolo di reazione verticale alle spalle.



FASE 3: Si prosegue al carico della struttura con i pesi permanenti di progetto procedendo di campata in campata anche con l'inclusione di ulteriori carichi schematizzanti equipaggiamenti successivi afferenti all'attività di esercizio del ponte.



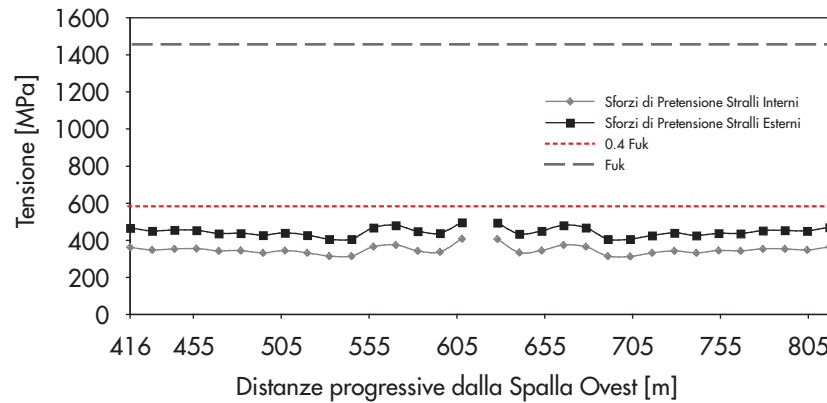
FASE 4: Si esegue la stima della porzione finale delle pretensioni sugli stralli utile all'annullamento degli spostamenti verticali relativi ai carichi permanenti disposti. Si completano le fasi di posa degli elementi fusibili e dei dissipatori viscosi nelle connessioni Pila-Impalcato.

stati applicati degli spostamenti verticali alle estremità delle tre campate durante l'analisi per fasi costruttive (CPMD in Tab. 1), per tener conto dei conseguenti incrementi tensionali negli elementi strutturali durante le operazioni di pretensionamento, con particolare riferimento agli stralli. Il primo passo per l'analisi statica globale del ponte è stato svolto con lo scopo di definire l'entità delle forze di pretensione richiesta per garantire il raggiungimento della configurazione teorica indeformata del ponte, così come previsto in fase di progetto. Per una stima realistica delle forze di preten-

sione totali richieste alla fine delle fasi costruttive si è ritenuto necessario riprodurre una sequenza quanto più realistica possibile delle principali fasi costruttive, a loro volta legate alla specifica tecnica di costruzione adottata. I passi di carico implementati nel software di analisi, seguono il principio della 'Forward Process Analysis' e sono stati definiti adottando un'analisi per fasi costruttive di tipo non-lineare così come riassunto in figura 10. L'analisi per fasi di carico ha richiesto l'adozione di vincoli temporanei per la stabilizzazione trasversale e longitudinale delle campate

Fig. 10
Analisi per fasi costruttive –
Principali Fasi di carico.

Fig. 11
Sforzi di pretensione negli stralli - Campata centrale.



isolate mostrate in fase 1 (fasi minori non elencate nella sequenza mostrata in figura 10) fino all'aggiunta degli elementi fusibile, inseriti nelle fasi di carico successive alle operazioni di pretensionamento finale.

L'adozione di un'analisi per fasi costruttive ha consentito di ripercorrere la reale storia evolutiva delle fasi di vincolo e di carico dell'intera struttura, a partire dalle tre campate isostatiche e stabilizzate con vincoli temporanei, fino alla congiunzione di ciascuna campata con l'adiacente per mezzo della posa del segmento di chiave, determinando così l'iperstaticità che caratterizza questa tipologia strutturale. La determinazione delle forze di pretensione ottenuta con l'analisi per fasi costruttive ha inoltre consentito di evitare l'insorgenza di sovratensioni interne indotte dall'iperstaticità intrinseca della struttura nella sua configurazione finale, permettendo una stima realistica dello stato di tensione necessario durante le operazioni di pretensionamento delle varie sezioni di cavi adottate (diametri da $\Phi 88$ a $\Phi 136$ mm). Lo stato tensionale risultante negli stralli in seguito all'esecuzione delle operazioni di pretensione infatti, rappresenta un indicatore di fondamentale importanza quando analizzato in relazione al rapporto tra carichi mobili e permanenti ($\eta = q/g$), per una valutazione dello stato tensionale dei cavi in condizioni di progetto (SLU).

Per la progettazione statica del SCB, il rapporto η è stato preliminarmente stimato attorno a valori pari a 0.4, valore per il quale si è ritenuto opportuno di non sfruttare l'intera capacità portante degli stralli in fase progettuale, ma di assumere come parametro di progetto determinante la variazione di tensione negli stralli (Δ_q) dovuta ai carichi mobili. Questa osservazione deriva dall'adozione del criterio di dimensionamento a Fatica ('Fatigue criterion') proposto da R. Walther (1999). Secondo questo criterio progettuale il livello tensionale (σ_g) da imporre come limitazione delle tensioni nei cavi sotto gli effetti dei

solli carichi strutturali e permanenti è definito a partire dall'intervallo di variazione ammissibile delle tensioni (Δ_{perm}) e dal rapporto η tra i carichi mobili e permanenti. Per valori di η maggiori o uguali a 0.4 la variazione degli sforzi dovuta ai soli carichi mobili diventa dominante nella definizione di Δ_{perm} ed è pertanto consigliabile non sfruttare l'intera capacità portante degli stralli per la prevalenza dei fenomeni di fatica.

Questo tipo di considerazioni hanno portato alla definizione di un livello di pretensione limite per gli stralli sotto gli effetti dei carichi permanenti e strutturali, identificato in valori pari a $0.40 f_{uk}$ (580 MPa), dove f_{uk} è il carico di rottura minimo dichiarato dal produttore, e in questo caso pari a 1450 MPa. A titolo di esempio, in figura 11 si mostrano i livelli di sforzo risultanti dopo le operazioni di pretensione negli stralli per la campata centrale. Il valore massimo della tensione risultante negli stralli è stato limitato a livelli non superiori a 520 MPa, osservati peraltro solo negli stralli esterni delle due campate laterali.

Questa ulteriore riduzione della soglia minima di tensione nei cavi è stata ritenuta opportuna al fine di creare un adeguato margine nei confronti di incrementi tensionali derivanti dall'applicazione dei carichi variabili di tipo puntiforme, non inclusi nelle considerazioni alla base del citato criterio di predimensionamento, e per evitare eccessive deformazioni sotto gli effetti dei carichi simili.

3.2 Carichi variabili da traffico

La definizione dei carichi variabili da adottare per l'analisi globale del SCB ha richiesto una particolare attenzione. Per ponti di grande luce infatti, la composizione delle colonne di carico da adottare per l'analisi globale spesso non trova un preciso riscontro nelle normative internazionali e, da quelle che forniscono indicazioni in merito, spesso scaturiscono modelli di carico estremamente differenti. Prima di adot-

tare uno specifico modello di carico per l'analisi statica globale del SCB, si è ritenuta necessaria una revisione di alcune delle normative internazionali, nella fattispecie la normativa francese (Chaiier des prèscriptions communes - CPC Fascicule No. 61, titre II, 1961), la normativa inglese (BD 37/01), gli Eurocodici (anche con riferimenti alle recenti NTC 2008 italiane) e la normativa americana (AASHTO, 2007). Tra le quattro normative selezionate almeno due sono state già adottate per il progetto di alcuni tra i più noti esempi di ponti di grande luce realizzati in Europa come il ponte di Normandia e il Rion-Antirion in Grecia (entrambi progettati secondo la Normativa Francese).

In tutte le normative analizzate si è riscontrata la presenza o di un fattore di riduzione dei carichi uniformemente distribuiti di progetto per tener conto della bassa probabilità di corsie di carreggiata simultaneamente caricate, così come accade per la normativa americana, o della riduzione dei carichi applicati su ciascuna corsia. Mentre nella normativa Americana il carico da traffico è uniformemente ridotto così che tutte le corsie vengano sottoposte agli stessi carichi di superficie, l'approccio adottato nelle normative europee (Flint e Neill, 1986; BD 37/01; EN 1991-2:2005; Norme Tecniche Italiane - NTC 2008) predilige schemi di carico dove una o più corsie, assunte come principali, vengono caricate con il massimo valore previsto dalla normativa per poi ridurre le azioni da traffico sulle

altre eventuali corsie se caricate simultaneamente alle principali.

Relativamente al modello di carico per l'analisi globale di ponti con luci eccezionali, stando alle indicazioni fornite dall'Eurocodice 1 - art. 4.1(1) non si riscontra la definizione di un modello di carico specifico, ma si fa richiamo alle relative normative nazionali (Appendici Nazionali) in contesto europeo. Tra queste, le Norme Tecniche Italiane (NTC 2008) definiscono specifiche linee guida quando la lunghezza della carreggiata caricata eccede i 300 m. Le analisi sviluppate di seguito dimostrano che le indicazioni progettuali contenute nelle NTC 2008, se paragonate con quelle delle altre normative nazionali sopra citate, forniscono valori conservativi per le azioni da traffico su ponti di grande luce.

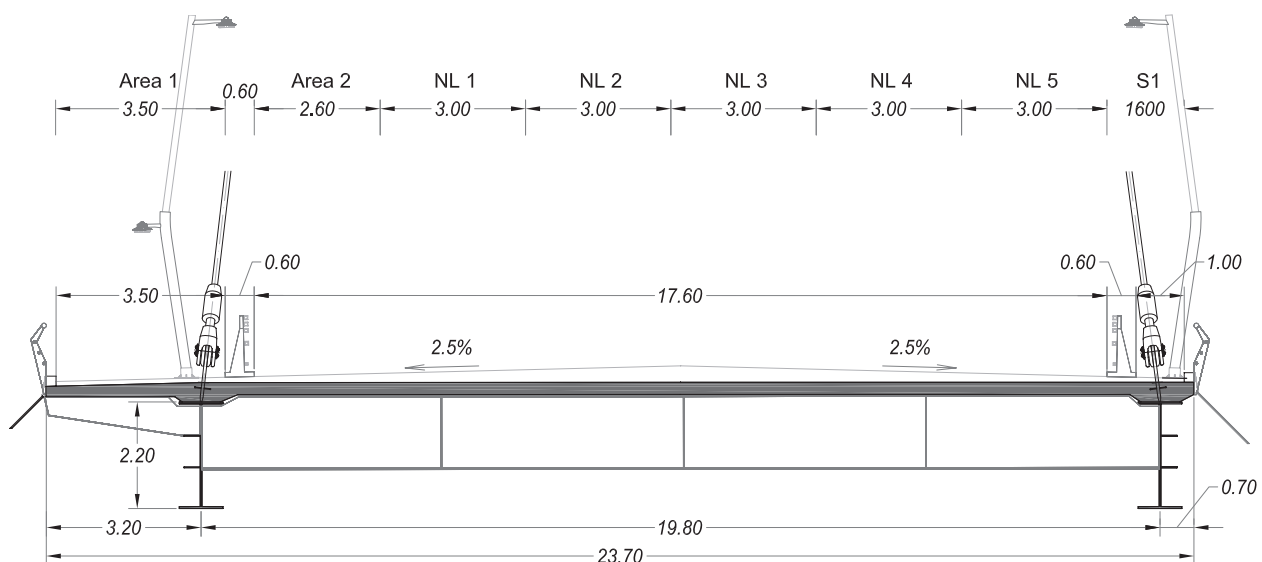
Al fine di effettuare un paragone omogeneo tra le varie normative, si è assunta la seguente configurazione della sezione di impalcato in progetto:

- La classe del ponte è di tipo stradale e ciascuno dei suoi distinti impalcati è costituito da una larghezza complessiva della sede stradale pari a 17.6 m, individuata dalle due barriere di sicurezza in calcestruzzo, una delle quali definisce il limite per la corsia pedonale posta lateralmente.
- La configurazione delle corsie di progetto prevede un numero totale di 4 corsie tipiche ed una corsia di emergenza rispettivamente larghe 3.65 m e 3 m, con una corsia pedonale laterale larga 3.50 m.

Ai fini progettuali, si sono assunti i seguenti parametri di progetto (Fig. 12):

- Larghezza totale della sede stradale: $w = 19.80\text{m} - 2 \cdot 1.10\text{m} = 17.60\text{ m}$
- Larghezza della corsia convenzionale: $w_1 = 3.00\text{ m}$
- Numero totale di corsie convenzionali: $n_1 = \text{intero } (17.60/3) = 5$
- Larghezza dell'area rimanente: $w_{AR} = w - n_1 \cdot w_1 = 2.60\text{ m}$

Fig. 12
Definizione delle corsie di progetto.



a) Normativa Italiana: NTC 2008

La normativa italiana prevede un modello di carico (LM6) secondo il quale i carichi linearmente distribuiti da disporre sulle corsie convenzionali per l'analisi globale di ponti con luce caricata maggiore di 300 m sono definiti come segue:

$$q_{L,a} = 128.95 \left(\frac{1}{L} \right)^{0.25} \text{ (kN/m)}$$

$$q_{L,b} = 88.71 \left(\frac{1}{L} \right)^{0.38} \text{ (kN/m)}$$

$$q_{L,c} = 77.12 \left(\frac{1}{L} \right)^{0.38} \text{ (kN/m)}$$

dove: **L** è la lunghezza di corsia caricata;
q_{L,a} è il carico linearmente distribuito da utilizzare per la 1° corsia convenzionale;
q_{L,b} è il carico linearmente distribuito da utilizzare per la 2° corsia convenzionale;
q_{L,c} è il carico linearmente distribuito da utilizzare per la 3° corsia convenzionale.

Per quanto riguarda le restanti corsie ed aree rimanenti, invece, si richiede l'applicazione di un carico uniformemente distribuito pari a 2.5 kN/m². Questo ha portato a considerare per congruenza:

Altre corsie	7.5 (kN/m)
Corsia pedonale	8.75 (kN/m)
Area rimanente	6.5 (kN/m)

È importante notare che, come mostrato in figura 14, una tale distribuzione del carico (LM6) implica soltanto minori differenze rispetto alla combinazione base (LM1) contenuta nell'EC1 e riferita sia all'analisi locale che globale di ponti stradali con luce caricata inferiore a 300 m, dove gli effetti dei carichi concentrati sono direttamente considerati.

b) Normativa Francese: Chaier des Prècriptions Communes – Fascicule N° 61, titre II

Secondo la normativa francese il carico nominale uniformemente distribuito per l'analisi globale di ponti di grande luce è definito come:

$$A(L) = \text{Max} (\alpha_1 * (2.3 + 360/(L + 12))); (4 - 0.002 * L);$$

dove: **L** è la lunghezza di corsia caricata;

A(L) è in kN/m²;

α₁ è un coefficiente di riduzione dipendente dal numero di corsie caricate.

Tabella 2 - Coefficiente di riduzione α₁ in funzione del n° di corsie caricate - Normativa Francese

coeff. α ₁	Numero di Corsie caricate				
	1	2	3	4	≥5
	1.00	1.00	0.9	0.75	0.70

Il carico da traffico caratteristico è definito come:

$$p = 1.07 * A(L);$$

Il carico di progetto non fattorizzato relativo al numero di corsie caricate in esame è quindi calcolato come:

$$q_T = p * w_m * \alpha_2 \text{ (kN/m);}$$

dove, per la stessa categoria di carico da traffico, **w_m** = 3,5 m e **α₂** è un fattore che tiene conto del numero di corsie convenzionali caricate (larghe 3 m) riferite alla larghezza da caricare (3.50 m) e va calcolato come:

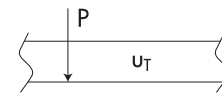
$$\alpha_2 = w_m / (w / n_1);$$

Nessuna ulteriore prescrizione è contenuta in merito alle aree rimanenti, mentre un carico di progetto pari a 1.5 kN/m² è richiesto per la corsia pedonale.

c) Normativa Inglese: BD 37/01

Secondo la normativa inglese il valore del carico da traffico da adottare per la progettazione di ponti di grande luce va determinato secondo la relazione che segue, già riferita al carico linearmente distribuito applicato sulla linea mediana della corsia convenzionale:

$$u_T = 36 * \left(\frac{1}{L} \right)^{0.1} \text{ (kN/m); } P = 120 \text{ kN}$$



dove: **L** è la lunghezza di corsia caricata;

P è il carico concentrato.

Il modello di carico mostrato sopra può essere tradotto in termini di carico linearmente distribuito equivalente con la seguente espressione:

$$q_T = u_T + 2P/L \text{ (kN/m)}$$

Per quanto concerne la ripartizione trasversale del carico invece, vengono adottate le proporzioni indicate in tabella 3:

Tabella 3 - Distribuzione dei carichi trasversali - BD 37/01 Standards

	Numero di Corsie caricate					
	1	2	3	4	5	6
≤ 5 corsie	1.00	0.67	0.60	0.60	0.60	-
≥ 6 corsie	1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60

Per le corsie pedonali, e per la geometria tipica dell'impalcato in esame, è stato infine adottato un carico pari a 1.26 kN/m².

d) Normativa Americana: AASHTO Standards

Analizzando la normativa americana, non è stata identificata alcuna definizione di carichi da traffico per ponti con grandi luci essendo l'unica

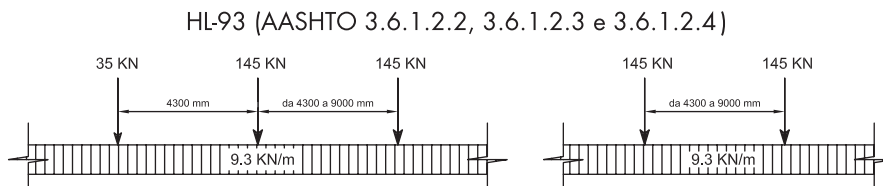


Fig. 13
Modello di carico HL 93 - AASHTO (2007).

definizione di carichi da traffico limitata a ponti con luci caricate non superiori a 152 m. Al fine di completare l'analisi comparativa tra le normative analizzate si è tentata una estrapolazione dei dati dal modello di carico tipico HL-93, per lunghezze che vanno oltre i 152 m di corsia caricata. Il modello di carico in questione è definito come descritto in figura 13, mentre la ripartizione trasversale dei carichi per più corsie caricate è invece definita in tabella 4.

Tabella 4 - AASHTO Standards: Fattore di riduzione per carico simultaneo di più corsie

Numero di Corsie caricate	Coefficiente di Contemporaneità m
1	1.2
2	1
3	0.85
>3	0.65

Un carico di progetto pari a 3.6 kN/m² è stato adottato per la corsia pedonale. Occorre sottolineare però, che in questo caso il numero di corsie convenzionali di progetto è ottenuto considerando soltanto la parte intera del rapporto tra la larghezza della sede stradale (in m) e 3.6. Ciascuna corsia di progetto dovrebbe essere pertanto considerata come caricata oltre i 3 m e senza alcuna considerazione per gli effetti dinamici.

e) Considerazioni finali sui carichi da traffico di progetto

Tutti i valori precedentemente derivati fanno riferimento a carichi fattorizzati secondo i rispettivi coefficienti di sicurezza su carichi e materiali in modo da ottenere valori consistenti ed omogenei. Un simile approccio, che tiene conto del livello di sicurezza implicitamente definito in ciascuna normativa, ha permesso un realistico confronto delle prescrizioni progettuali fornite in differenti nazioni. I risultati ottenuti sono riassunti in figura 14 e in tabella 5. I modelli di carico sono stati confrontati in termini di carico medio esteso a tutta la sede stradale, ivi inclusa la corsia pedonale. Nello specifico i valori di confronto fanno riferimento a lunghezze caricate superiori ai 200 m. Occorre sottolineare come per le norme AASHTO si siano utilizzati valori riferiti a ponti standard poiché, in questa normativa, non si forniscono specifiche prescrizioni per ponti con grande luce e che la versione attuale delle norme AASHTO sottostima largamente i valori dei carichi da traffico se confrontata con le definizioni riportate dalle altre normative.

Sempre in figura 14 si osserva come gli Eurocodici in generale, e le norme Tecniche Italiane nello specifico, sono in grado di garantire un livello di sicurezza paragonabile con quello derivante dall'applicazione della normativa inglese (BD 37/01) e persino conservativo se

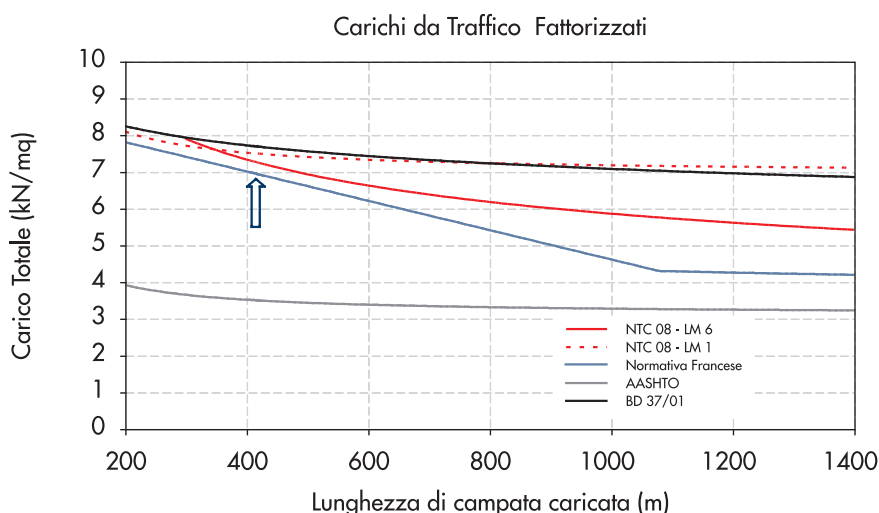


Fig. 14
Paragone dei carichi da traffico per luci caricate maggiori di 200 m.

Tabella 5 - Carichi fattorizzati equivalenti (per L = 416 m)

	Carichi uniformemente distribuiti (kN/m ²)				
	NTC 08-LM 1	NTC 08-LM 6	Normativa Francese	AASHTO	BD 37/01
kN/m ²	7.49	7.25	6.92	3.49	7.68
Rapporto su NTC 08 - LM 6	1.03	1.00	0.95	0.48	1.06

paragonato con la normativa francese. NTC 2008 - LM 1 identifica i carichi di progetto da adottare per lunghezze caricate inferiori a 300 m, NTC 2008 - LM6 è invece rappresentativo delle specifiche condizioni di progetto per lunghezze caricate superiori a 300 m.

Il valore equivalente dei carichi fattorizzati ottenuti dall'analisi delle normative oggetto di paragone, riferiti a lunghezze caricate pari a 416 m (pari alla massima luce in progetto per il SCB) e per una larghezza nominale della carreggiata caricata pari a 21.1 m (17.60 + 3.50 m) sono sintetizzati in tabella 5. I valori si riferiscono al carico fattorizzato totale su di un unico impalcato, mediato sulla larghezza della carreggiata.

Riconoscendo che tutte le formulazioni di modelli di carico considerate sono affette da un certo grado di approssimazione come dimostrato da Buckland et al. (1991), e che il rapporto tra i carichi applicati su carreggiate con più corsie varia a seconda della lunghezza della carreggiata caricata e non è perciò costante, per il progetto del SCB si è deciso di adottare le indicazioni contenute negli Eurocodici per la definizione delle azioni derivanti dai carichi da traffico. Tutte le considerazioni fatte finora infatti, forniscono una solida base per la validazione delle normative Europee assunte come normative di riferimento. I carichi da traffico utili sia all'analisi locale che globale del ponte sono pertanto stati definiti in conformità con l'Eurocodice (EN 1991-2: 2005) assieme a quanto contenuto nelle NTC 2008 e con le seguenti considerazioni conclusive:

- La combinazione base, LM1 come definita in NTC 2008, è stata adottata nei casi in cui la lunghezza caricata non eccede i 300 m.
- La combinazione LM6, come definita in NTC

2008, è stata adottata per l'analisi globale e la verifica di sezioni critiche quando la lunghezza caricata dell'impalcato è superiore a 300 m (è questo il caso dell'analisi globale effettuata nello specifico per il SCB).

3.3 Carichi accidentali e da vento

Per la definizione dei casi di analisi statica del ponte, si sono identificate un totale di 6 combinazioni fondamentali assieme a quelle relative alle combinazioni per carichi da traffico. Tra queste quelle riguardanti i carichi da vento sono state analizzate attraverso un approccio semplificato, rimandando uno studio più approfondito ad analisi più specifiche che includano test nella galleria del vento. Le informazioni contenute nei database degli archivi sui flussi dei venti registrati nel corso degli ultimi 25 anni nella zona di progetto consentono tuttavia di ipotizzare che l'interazione vento-struttura non richieda modifiche importanti delle geometrie della struttura, se non localmente e limitatamente alle barriere paravento degli implacati o alla riduzione delle oscillazioni dei cavi attraverso l'ausilio di dissipatori viscoelastici. Lo schema di carico semplificato adottato è stato quindi calibrato per valutare gli effetti del vento sugli elementi strutturali principali come torri ed elementi fusibile che connettono l'impalcato alle pile vincolandolo trasversalmente e longitudinalmente. La selezione di tutti i parametri utili alla definizione della pressione del vento è stata basata sulla suddivisione della struttura del ponte in tre zone principali (strallitorri, impalcato e pile) ciascuna caratterizzata da differenti altezze di riferimento come mostrato nella figura 15.

Le pressioni di progetto risultanti sono elencate in tabella 6.

Fig. 15
Altezze di riferimento per la valutazione delle pressioni del vento.

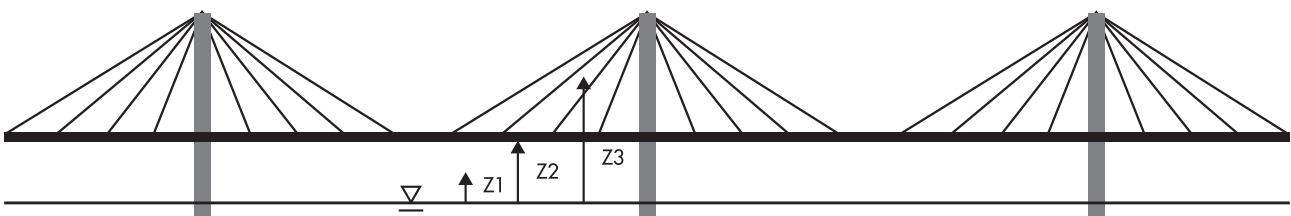


Tabella 6 - Carico da Vento: Pressioni di progetto

Carico da Vento, W	
Pressione Impalcato*	6.5 kPa
Pressione Stralli	3.0 kPa
Pressione Torri/inferiore	4.3 kPa
Pressione Torri/Superiore	5.3 kPa

*applicato sullo spessore dell'impalcato + 3 m includendo resistenze da colonna di traffico

Nell'analisi statica globale del ponte sono state incluse anche combinazioni per carichi accidentali, con particolare riferimento a quelle derivanti da impatto con imbarcazioni e perdita di capacità portante di coppie di stralli a causa di rotture derivanti da impatti con veicoli, o perdite

di capacità portante dovute al fuoco. In figura 16, è rappresentato uno schema tipo tra quelli utilizzati per l'analisi delle conseguenze di una perdita accidentale della capacità portante degli stralli analizzati.

3.4 Considerazioni generali

Tutti i casi di carico sopra descritti sono stati adottati per le verifiche strutturali finali dei principali elementi strutturali. In particolare, i casi relativi al carico da vento e da traffico eccentrico hanno permesso di stabilire la capacità da associare agli elementi fusibile per limitare l'attivazione dei dissipatori viscosi al regime dinamico indotto da sisma.

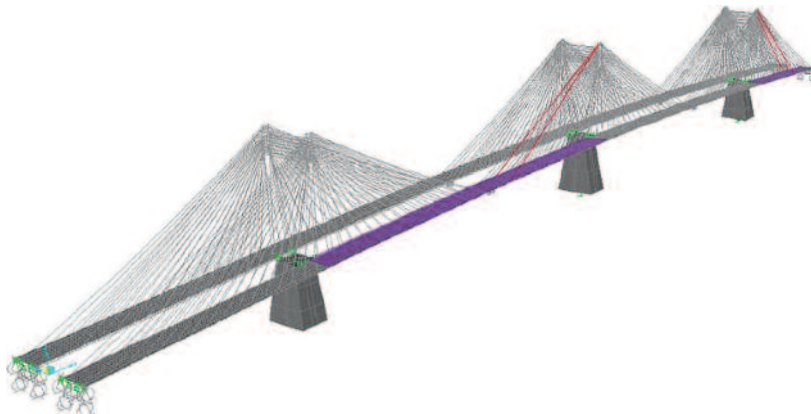


Fig. 16
Analisi di carico per perdita di capacità portante di due coppie di stralli nella stessa posizione (ACSM_1 – Pattern di Carico variabile Qr_2).

4. Definizione dei carichi sismici di progetto

4.1 Stati limite e livelli di azione sismica

Tre principali intensità sismiche sono state considerate in sede di progetto:

1. Sisma per Verifiche di Sicurezza (SEE)
2. Sisma per Verifiche di Funzionalità (FEE)
3. Sisma per Verifiche durante la Costruzione (CEE)

La prestazione della struttura per le intensità sismiche individuate è stata caratterizzata attraverso l'identificazione di due principali stati limite di progetto, Stato limite Ultimo (SLU) e Stato limite di Servizio (SLS) e due livelli prestazionali, Livello di Servizio Immediato e Livello di Danno che a sua volta viene ulteriormente suddiviso in Danno Minimo e Riparabile.

In particolare si definisce:

- *Livello di Servizio Immediato*, la disponibilità di un completo accesso del normale flusso di traffico sul ponte anche immediatamente dopo l'evento sismico; durante le fasi costruttive, per il CEE, le strutture temporanee devono rimanere funzionali e con la necessaria capacità portante di progetto;
- *Livello di Danno Minimo*, l'assenza di col-

lassi anche parziali della struttura e un comportamento sostanzialmente elastico caratterizzato da minime estensioni di fenomeni inelastici, minima apertura delle fessure nel calcestruzzo, assenza di visibili deformazioni permanenti e praticamente assenza di danni ai giunti di dilatazione;

- *Livello di Danno Riparabile*, l'assenza di collassi anche parziali della struttura, ma sono ammesse fessurazioni nel calcestruzzo con espulsione del copriferro e minima estensione dello snervamento nelle sezioni in acciaio strutturale dell'impalcato; l'estensione del danno tuttavia deve essere sufficientemente limitata affinché la struttura possa essere ripristinata alle sue condizioni iniziali senza sostituzioni di armature o di elementi strutturali (i.e. richieste di duttilità in curvatura inferiori a 4 - 5) e il danno possa essere riparato con rischio minimo di perdita di funzionalità.

Da quanto riportato in tabella 7, in seguito ad eventi di tipo SEE il ponte deve rimanere in servizio con uno stato non più gravoso di quello implicato dal Livello di Danno Riparabile. A questo obiettivo prestazionale corrisponde anche un

Tabella 7 - Obiettivi prestazionali di progetto

Stai limite Strutturali					
	Evento Sismico	Periodo di ritorno (anni)	Condizioni di Servizio (SLS)	Condizioni Ultime (SLU)	Criteri Prestazionali
Intensità Sismica	SEE	2000		Immediato	Livello di Servizio
				Riparabile	Livello di Danno
	FEE	500	Immediato		Livello di Servizio
			Minimo		Livello di Danno
	CEE*	100**		Immediato	Livello di Servizio
				Riparabile	Livello di Danno

* Solo per fasi costruttive più lunghe di tre mesi

** Valore max.

Livello di Danno Minimo ai piloni delle torri, alle pile (incluso snervamento limitato delle armature ed espulsione del copriferro), minori estensioni delle deformazioni permanenti che non interferiscano con lo stato di servizio e danni minori ai giunti di espansione che possano essere temporaneamente estromessi disponendo lastre di acciaio a ripristino del collegamento tra le due sedi stradali. Inoltre per assicurare la capacità portante per i carichi da traffico sui giunti di espansione, dopo eventi del tipo SEE, gli spostamenti relativi residui in quelle postazioni devono essere limitati a non più di 300 mm.

Come per le torri, anche l'impalcato e gli stralli, durante l'azione sismica di estrema intensità, devono fornire la necessaria resistenza senza o con richiesta di duttilità limitata, che nel caso di cavi ad elevata resistenza in condizioni sismiche, può essere garantita limitando le deformazioni dei cavi a valori di 0.01-0.015%, che generalmente corrispondono al raggiungimento del 70-80% della capacità minima di rottura ($f_{u,k}$) dichiarata dal produttore (Gimsing et al., 1998).

Alla luce delle considerazioni fin qui riportate si è ritenuto ragionevole assumere un comportamento lineare dei materiali degli elementi strutturali principali pur tenendo in debito conto le non-linearità geometriche e quelle relative alla risposta altamente non-lineare dei dissipatori viscosi. Un modo razionale per definire lo stato limite di Danno Riparabile per elementi in c.a., che si assume come prestazione di progetto per eventi tipo SEE, è quello di stabilire un equivalente limite di duttilità in curvatura degli elementi nelle

loro sezioni critiche. Un valore nell'ordine di 4 - 5 è ritenuto accettabile per lo stato limite considerato. Infatti, assumendo un valore di duttilità in curvatura pari a 5 per la sezione di base di un singolo pilone della torre si ha:

$$\mu_{\phi} = \phi_u / \phi_y \cong 5 \quad (1)$$

$$\phi_y = 2\varepsilon_y / H \quad (2)$$

$$\phi_u \cong 5 \phi_y \quad (3)$$

dove:

$$\varepsilon_y \cong 0.2\% \quad (4)$$

ϕ_y : curvatura di snervamento della sezione in c.a.

ϕ_u : curvatura limite della sezione in c.a.

ε_y : deformazione di snervamento per l'acciaio

H: altezza della sezione

$$\phi_u = \phi_{DLS} \cong (\varepsilon_c + \varepsilon_s) / D \quad (5)$$

dove:

ϕ_{DLS} : curvatura della sezione per lo stato limite di progetto

ε_c : limite di deformazione per il calcestruzzo

ε_s : deformazione dell'acciaio

D: Braccio di coppia della sezione ($D \cong 0.8H$)

Con le assunzioni riportate sopra:

$$\phi_u \cong 2\% / H \text{ (m}^{-1}\text{)} \rightarrow (\varepsilon_c + \varepsilon_s) \cong 1.6\% \quad (6)$$

Lo stato limite di Danno Riparabile analizzato in termini di curvatura della sezione può essere garantito limitando le deformazioni dei materiali di base ai seguenti valori:

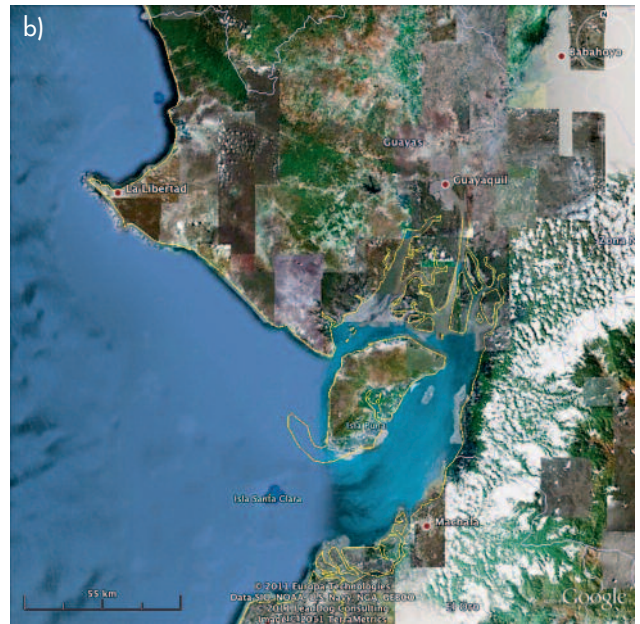
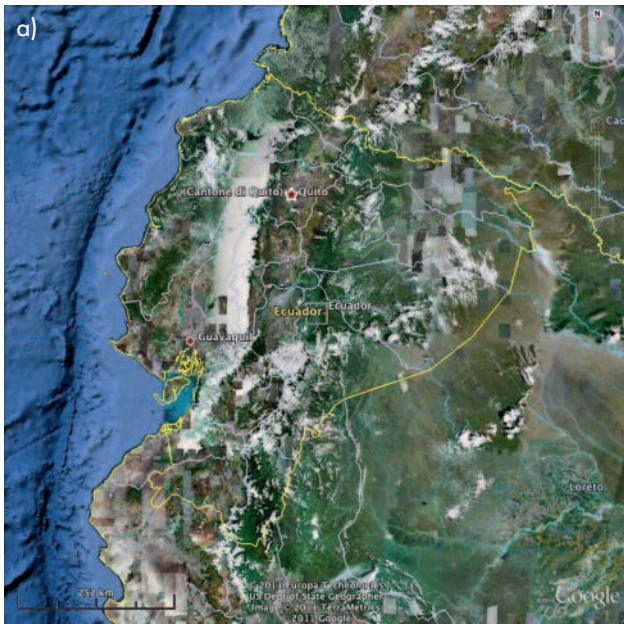
$\varepsilon_c \cong 0.4 - 0.6\%$ (calcestruzzo in compressione)

$\varepsilon_s \cong 1 - 1.2\%$ (acciaio di armatura in trazione)

Le limitazioni sopra proposte permettono di garantire il rispetto dei requisiti di espulsione limitata del copriferro, aperture delle fessure ridotte anche in zone suscettibili alla formazione di cerniere plastiche (Priestley et al., 1996).

Tabella 8 - Stati Limite di progetto: Deformazioni limite in sezioni in c.a. confinate

Stato limite Strutturale			
Stato limite di Servizio (SLS)		Stato limite Ultimo (SLU)	
Calcestruzzo (compressione)	Armatura (trazione)	Calcestruzzo (compressione)	Armatura (trazione)
Elastico (<0.4%)	Elastico (<1.0%)	0.4 - 0.6%	1.0 - 1.2%



4.2 Valutazione dell'azione sismica

La progettazione sismica del SCB è stata preceduta da una revisione della sismicità dell'intera area attraverso un approccio di tipo probabilistico alla pericolosità sismica del sito con l'obiettivo di caratterizzare in maniera compiuta gli input sismici da adottare per le analisi strutturali. L'area presa in considerazione dallo studio della pericolosità sismica comprende le regioni della Colombia, Ecuador e Perù (Figg. 17a e b). Esse hanno tutte un proprio archivio dei terremoti, ma è recente il tentativo di omogeneizzazione delle informazioni all'interno di un archivio organizzato da parte del CERESIS, il centro regionale di Sismologia del Sud America, ulteriormente sviluppato all'interno del progetto PILOTO (fonte CERESIS, 1996). La sismicità della zona delle Ande del Nord può quindi essere descritta attraverso le figure 18a e b. La tettonica dell'area è

identificata dalla convergenza della placca Caraibica, di Nazca e Sud Americana (Gutscher et al., 1999). L'interazione tra queste placche risulta nella deformazione dei margini continentali costituenti il gruppo montuoso che oggi forma la catena delle Ande.

Adottando il modello sismico descritto nel progetto PILOTO (Fig. 19), si sono prodotti spettri a rischio sismico uniforme (UHS) in pseudo-accelerazione con il 5% di smorzamento e direzione arbitraria della componente di sollecitazione attraverso il software CRISIS (CRISIS2007 v. 1.1, 2007) e per due principali periodi di ritorno, 500 e 2000 anni, implicando rispettivamente il 2% ed il 10% di probabilità di superamento in 50 anni. Gli spettri a rischio sismico uniforme ottenuti sono mostrati in figura 20.

L'accelerazione di picco al suolo (PGA) per periodi di ritorno di 500 e 2000 anni è stata

Fig. 17 Localizzazione della città di Guayaquil, Ecuador (Google EarthTM).

Fig. 18 Eventi sismici nella regione delle Ande del Nord a) $M_s < 6.5$; b) $M_s > 6.5$ (a sinistra).

Fig. 19 Sorgenti sismiche nelle Ande del Nord definite nel progetto PILOTO (Dimatè et al., 1999) (a destra).

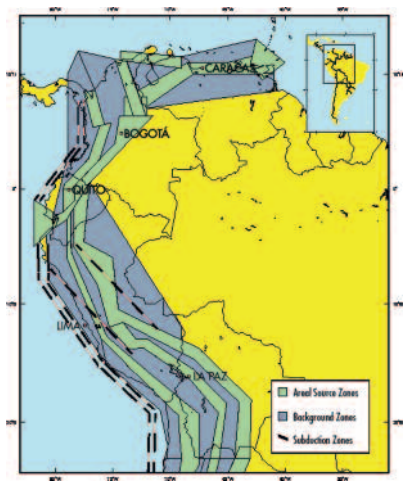
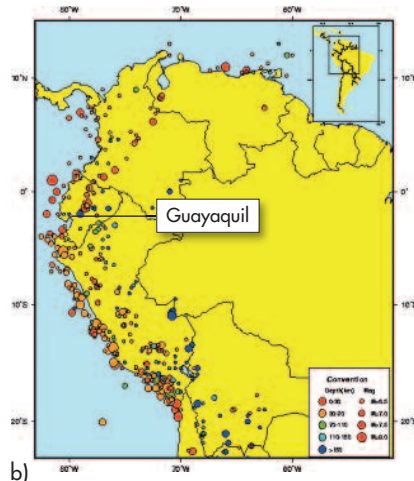
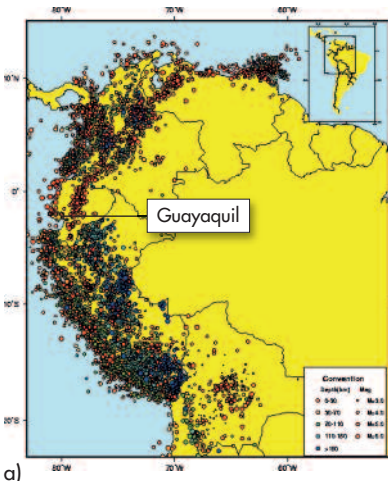


Fig. 20
Spettri a rischio sismico uniforme - UHS - (pseudo - accelerazioni spettrali, smorzamento 5%) per periodi di ritorno di 500 e 2000 anni, ottenuti con il software CRISIS2007.

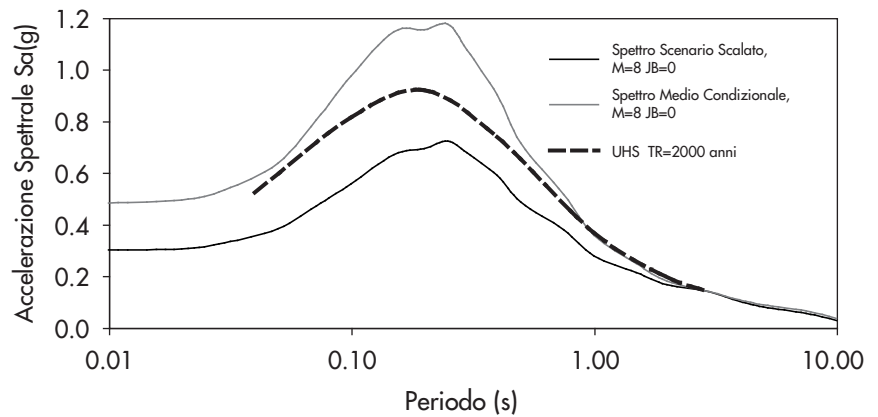
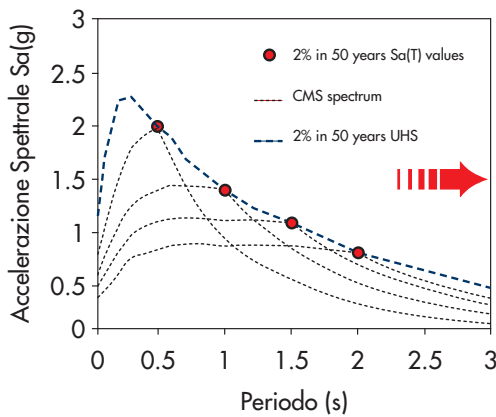
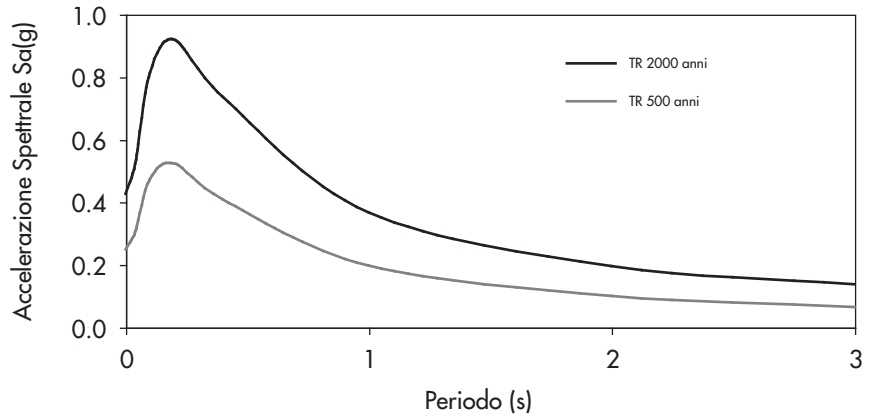


Fig. 21
Spettro Medio Condizionale.

calcolata attorno a valori di **0.248 g** e **0.426 g** rispettivamente, che riflettono l'intervallo di pericolosità indicato per l'area della città di Guayaquil nelle mappe di rischio sismico analizzate per la zona relativa all'Ecuador (Dimatè et al., 1999).

La selezione della serie di sette accelerogrammi da utilizzare per le analisi strutturali del ponte è stata effettuata mediante un'analisi di disaggregazione degli spettri a rischio sismico uniforme per il periodo di ritorno utilizzato e nell'intorno del periodo di vibrazione principale stimato, per poi stabilire gli scenari che maggiormente contribuiscono alla pericolosità sismica del luogo in termini di magnitudo e distanza.

Dall'analisi di disaggregazione è risultato che un evento crostale di bassa profondità di $M_s = 8$ a 0 Km di distanza (distanza secondo Joyner Boore) contribuisce in maniera predominante alla pericolosità sismica per eventi con periodi di ritorno di 2000 anni, mentre un evento crostale di $M_s = 7.5$ a 0 Km di distanza (distanza secondo Joyner Boore) contribuisce principalmente alla pericolosità sismica per eventi con periodi di ritorno di 500 anni. Lo spettro di progetto è stato quindi calcolato adottando il concetto dello Spettro Medio Condizionale (Conditional Mean Spectrum - CMS, Baker & Cornell, 2006) che rappre-

senta lo spettro medio che si otterrebbe da una serie di accelerogrammi caratterizzati dallo stesso valore di accelerazione spettrale al periodo di vibrazione di riferimento (6,5 s per il SCB), come mostrato in figura 21.

Sulla base del CMS di progetto si è provveduto a selezionare la serie di sette accelerogrammi (ciascuno con tre componenti) dal database NGA-PEER (<http://peer.berkeley.edu/nga/>). Gli accelerogrammi naturali selezionati sono stati quindi opportunamente modificati per risultare compatibili con i relativi spettri di progetto (Fig. 22), attraverso tecniche di perturbazione con piccole onde (Hancock et al., 2006), ma preservando le principali proprietà non stazionarie del segnale originario (SeismoMatch - Seismosoft, 2010).

Mentre le componenti orizzontali degli accelerogrammi sono state scalate rispetto allo spettro di progetto su roccia, le componenti verticali sono state scalate su di uno spettro di risposta verticale ottenuto con procedure semplificate basate sui rapporti di proporzionalità tra spettro verticale ed orizzontale suggeriti dall'EC8. La compatibilità degli spettri di risposta di ciascun accelerogramma con lo spettro di progetto è stata infine definita seguendo le indicazioni dettate dall'EC8 e cioè assicurando un intervallo di

Tabella 9 - Set di accelerogrammi naturali selezionati (fonte: PEER Strong Motion Database)

Record ID	Terremoto	Stazione	Componente	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
P1119	Chi-Chi, Taiwan 1999/09 20	CHY004	CHICHI/CHY004-E	0.099	20	17.51
P1119	Chi-Chi, Taiwan 1999/09 20	CHY004	CHICHI/CHY004-N	0.1	15.8	15.41
P1119	Chi-Chi, Taiwan 1999/09 20	CHY004	CHICHI/CHY004-V	0.041	6.5	5.34
P1121	Chi-Chi, Taiwan 1999/09 20	CHY008	CHICHI/CHY008-E	0.13	28.9	20.02
P1121	Chi-Chi, Taiwan 1999/09 20	CHY008	CHICHI/CHY008-N	0.075	12.4	8.53
P1121	Chi-Chi, Taiwan 1999/09 20	CHY008	CHICHI/CHY008-V	0.12	25.1	13.84
P1132	Chi-Chi, Taiwan 1999/09 20	CHY025	CHICHI/CHY025-W	0.159	48.4	36.78
P1132	Chi-Chi, Taiwan 1999/09 20	CHY025	CHICHI/CHY025-V	0.165	37.9	29.87
P1132	Chi-Chi, Taiwan 1999/09 20	CHY025	CHICHI/CHY025-N	0.153	37.7	24.46
P1142	Chi-Chi, Taiwan 1999/09 20	CHY039	CHICHI/CHY039-W	0.114	28.6	17.46
P1142	Chi-Chi, Taiwan 1999/09 20	CHY039	CHICHI/CHY039-N	0.101	25.7	14.66
P1142	Chi-Chi, Taiwan 1999/09 20	CHY039	CHICHI/CHY039-V	0.039	10.5	7.27
P1176	Chi-Chi, Taiwan 1999/09 20	CHY092	CHICHI/CHY092-N	0.082	34.4	30.53
P1176	Chi-Chi, Taiwan 1999/09 20	CHY092	CHICHI/CHY092-V	0.12	29.4	26.67
P1176	Chi-Chi, Taiwan 1999/09 20	CHY092	CHICHI/CHY092-E	0.111	54.8	37.26
P1535	Chi-Chi, Taiwan 1999/09 20	TCU118	CHICHI/TCU118-N	0.092	33.5	36.48
P1535	Chi-Chi, Taiwan 1999/09 20	TCU118	CHICHI/TCU118-W	0.114	30.5	23.87
P1535	Chi-Chi, Taiwan 1999/09 20	TCU118	CHICHI/TCU118-V	0.117	20.3	21.28
P1086	Kocaeli, Turkey 1999/08/17	Ambarli	KOCAELI/ATS090	0.184	33.2	25.83
P1086	Kocaeli, Turkey 1999/08/17	Ambarli	KOCAELI/ATS-UP	0.079	8.5	8.85
P1086	Kocaeli, Turkey 1999/08/17	Ambarli	KOCAELI/ATS000	0.249	40	30.08

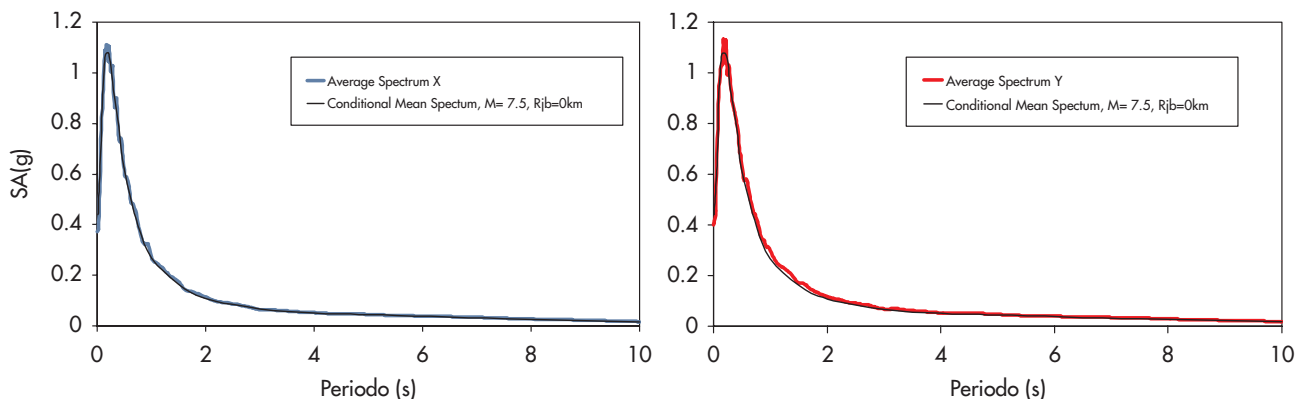
variazione dello spettro medio risultante non maggiore del 10% nell'intervallo di periodi compreso tra $0.2T_1$ e $2T_1$.

La lista completa degli accelerogrammi naturali utilizzati per la definizione dei record spettrocompatibili da adottare nelle analisi strutturali è riportata in tabella 9.

A completamento della definizione degli accelerogrammi da utilizzare come input nelle analisi strutturali, si è effettuata un'ulteriore analisi di risposta locale del sito per entrambe le componenti orizzontali, attraverso il software SHAKE (Idriss e Sun, 1992), con lo scopo di inglobare

eventuali effetti di amplificazione dovuti al filtraggio degli accelerogrammi registrati su roccia attraverso il profilo stratigrafico del terreno caratterizzato tramite prove in sito. All'atto della esecuzione delle analisi si sono utilizzate le proprietà del suolo sottostante la pila P3, essendo la variabilità spaziale delle stesse abbastanza limitata. Secondo recenti studi peraltro, la variabilità spaziale dell'input sismico da pila a pila avrebbe portato ad una leggera riduzione delle sollecitazioni sismiche risultanti (fib, 2007). Le prove geotecniche in sito hanno fornito le seguenti informazioni:

Fig. 22
Corrispondenza con lo spettro target di progetto.



Record Kocaeli000_Direzione Trasversale_X:

Sublayer N° =	1
Tipologia di sublayer =	Outcrop
Profondità della sommità del sublayer (m) =	0
Massima accelerazione (g) =	0.368
Istante della massima accelerazione (sec) =	6.24
Frequenza media (Hz) =	0.68
Massima Velocità relativa (m/s) =	1.245
Istante della massima velocità relativa (sec) =	5.80
Massimo Spostamento relativo (m) =	-0.6065
Istante del massimo spostamento relativo (sec) =	6.34

Fig. 23
Scheda tipica di
'Analisi Accelerogramma'.

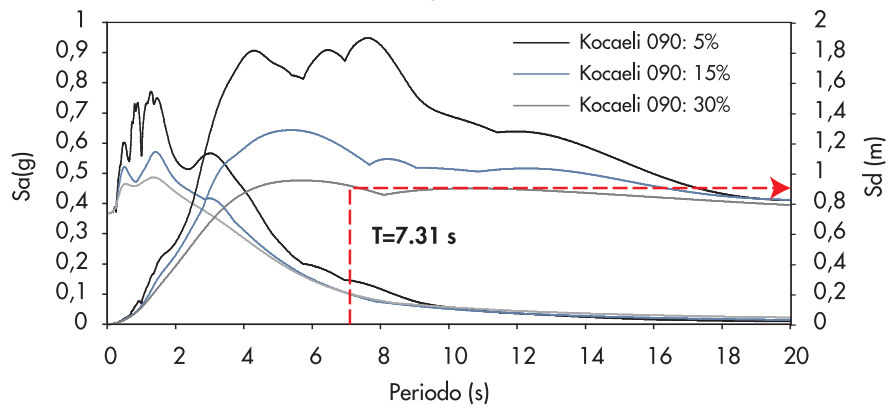
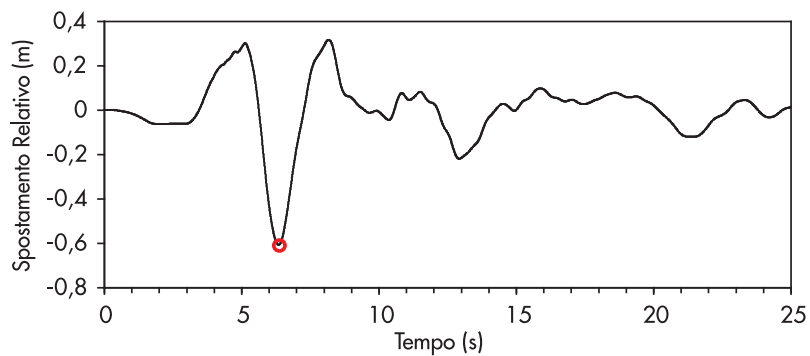
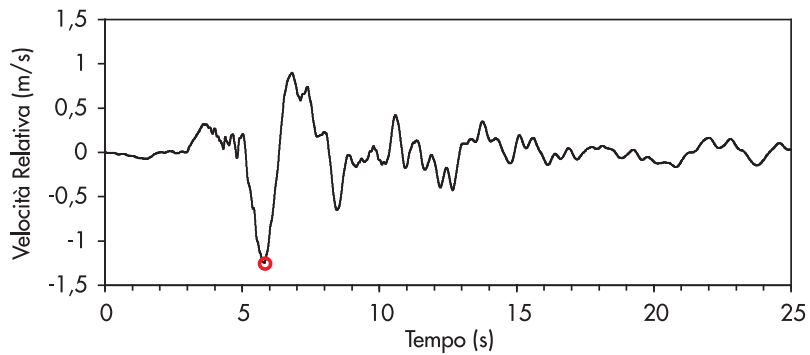
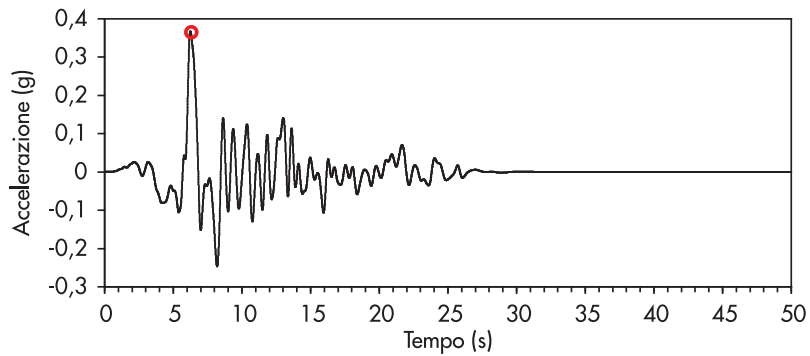


Tabella 10 - Parametri finali di Ground Motion degli accelerogrammi di progetto

	PGD [m]	PGV [m/s]	PGA [g]	PGA/PGV
CHY004-N_Transverse (Y)	0.566	1.105	0.338	0.31
CHY008-N_Transverse (Y)	0.359	0.941	0.354	0.38
CHY025-N_Transverse (Y)	0.323	0.956	0.426	0.45
CHY039-N_Transverse (Y)	0.351	1.008	0.402	0.40
CHY092-N_Transverse (Y)	0.411	1.061	0.358	0.34
TCU118-N_Transverse (Y)	0.558	1.137	0.305	0.27
KOCAELI-090_Transverse (Y)	0.606	1.245	0.368	0.30
	PGD [m]	PGV [m/s]	PGA [g]	PGA/PGV
CHY004-E_Longitudinal (X)	0.363	0.970	0.372	0.38
CHY008-E_Longitudinal (X)	0.382	0.987	0.372	0.38
CHY025-W_Longitudinal (X)	0.374	1.035	0.317	0.31
CHY039-W_Longitudinal (X)	0.403	0.857	0.343	0.40
CHY092-E_Longitudinal (X)	0.609	1.095	0.276	0.25
TCU118-W_Longitudinal (X)	0.609	1.095	0.276	0.25
KOCAELI-000_Longitudinal (X)	0.489	0.935	0.344	0.37

- Roccia situata ad una profondità media di 160 m;
- Velocità media delle onde di taglio sopra il bedrock pari a $V_s = 300$ m/s (mentre $V_{s30} = 213$ m/s negli ultimi 30 metri).

In tabella 10 è riportato un quadro riepilogativo delle principali caratteristiche degli accelerogrammi utilizzati, così come ottenuti al termine delle analisi di amplificazione locale del sito.

L'ultima colonna della tabella 10 riporta i valori del rapporto PGA/PGV che rappresenta un importante indicatore della gravosità di ciascun accelerogramma per strutture molto flessibili (Tso et al., 1992). Per valori di tale rapporto inferiori all'unità infatti, strutture caratterizzate da elevati periodi di vibrazione tendono ad essere sottoposte ad elevati valori di accelerazione. Per il caso in esame tutte le componenti selezionate presentano un rapporto inferiore all'unità ed è pertanto ragionevole assumere una elevata richiesta in termini di sollecitazioni sismiche sulla struttura durante le analisi dinamiche.

In figura 23 è riportata, a titolo di esempio, una scheda tipica di "Analisi Accelerogramma", contenente una completa descrizione della specifica componente assieme agli spettri di risposta in accelerazione, velocità e spostamento. La definizione di schede di analisi accelerogramma per tutta la serie di record selezionati, ha costituito uno dei principali strumenti di progettazione nella selezione delle caratteristiche dei dissipatori viscosi durante l'analisi parametrica e di calibrazione, basata sulla definizione di livelli di spostamenti relativi e forze sviluppate negli elementi strutturali, ritenuti accettabili e

successivamente verificati tramite analisi dinamiche non-lineari preliminari.

4.2.1 Progettazione sismica concettuale del SCB

La protezione sismica del SCB è stata percepita come l'aspetto più importante del progetto sin dalle prime fasi della sua progettazione concettuale. Al fine di conseguire un livello di protezione sismica elevato si è scelto di adottare il concetto della "Sospensione Totale" del ponte (Virlogeux et al., 2001). Questo concetto, in passato implementato con successo nella progettazione sismica del ponte Rion-Antirion in Grecia (Combault et al., 2005), implica la sostanziale assenza di qualsiasi connessione strutturale tra pile e impalcato ad eccezione di dissipatori sismici, consentendo la libera oscillazione dell'impalcato sotto gli effetti del sisma. La soluzione utilizzata comporta inevitabilmente l'aumento della flessibilità dell'intero sistema strutturale, risolta, dal punto di vista statico, incrementando la rigidità del sistema pila-torri per la direzione longitudinale, mentre in direzione trasversale sono stati introdotti degli elementi di vincolo rigido (elementi fusibile) tra pila e impalcato (Figg. 24 e 25). Tali elementi stabiliscono un vincolo 'statico' bilatero tra pile principali/transizione ed impalcato, impedendo gli spostamenti trasversali e longitudinali nei casi di carichi da vento e da traffico eccentrici o non bilanciati. Sotto gli effetti di una sollecitazione sismica, gli elementi fusibile sono calibrati per rompersi ad un livello predefinito di forza, consentendo gli spostamenti relativi e la conseguente dissipazione energetica derivante

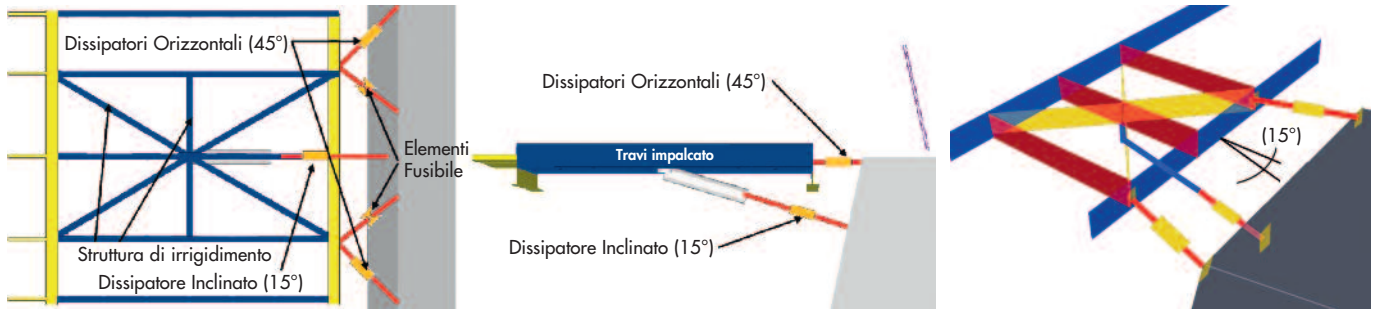
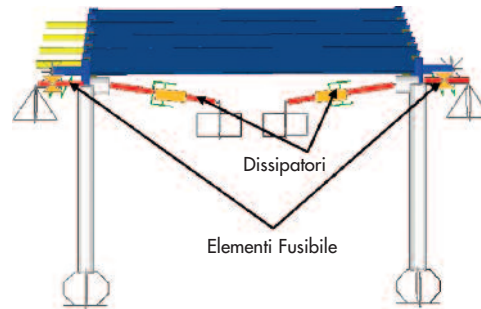


Fig. 24
Disposizione di Dissipatori viscosi non-lineari tra Pila ed Impalcato.

Fig. 25
Disposizione di Dissipatori viscosi non-lineari tra Pila di transizione (spallo) ed Impalcato.



dall'attivazione dei dispositivi viscosi. L'utilizzo congiunto di elementi sacrificali e dissipatori viscosi consente di raggiungere il giusto compromesso tra riduzione di forze indotte dagli impalcato al sistema pila-torre e di spostamenti relativi tra impalcato e pile in caso di sisma. Sistemi di connessione analoghi sono stati adottati anche al livello delle pile di transizione del ponte. La calibrazione dei dissipatori viscosi è stata ottenuta attraverso analisi parametriche effettuate anche a scopo di validazione del concetto strutturale adottato e del criterio di predimensionamento seguito, basato su un approccio

agli spostamenti (Calvi et al., 2010). Sono stati adottati dissipatori viscosi di tipo non-lineare per ottenere un maggior controllo del livello di forza sviluppato nelle connessioni e, considerate le premesse del rischio sismico della zona e le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, come misura cautelativa contro gli effetti derivanti da scosse sismiche caratterizzate da elevati valori di velocità. Nelle analisi parametriche effettuate di calibrazione del sistema fusibili-dissipatori si è proceduto alla caratterizzazione dinamica della struttura per differenti casi di vincolo e diverse disposizioni degli elementi dissipativi, a partire

Tabella 11 - Effetti del tipo di connessione Pila-Impalcato sulle forze trasmesse alla base delle Torri

Azioni alla base delle torri su P2 da analisi dinamiche non lineari con integrazione al passo				
Tipologia di Connessione	Taglio Longitudinale (MN)	Taglio Trasversale (MN)	Momento Flettente attorno all'asse Trasversale (MNm)	Momento Flettente attorno all'asse Longitudinale (MNm)
Intermedia	244	223	468	377
Rigida	313	277	580	450
Libera	251	258	476	427

Tabella 12 - Effetti del tipo di connessione Pila-Impalcato sugli spostamenti degli impalcato in mezzzeria ed in corrispondenza delle pile come previsto da analisi time-history non-lineari

Massimi spostamenti al livello dell'impalcato da analisi dinamiche non lineari con integrazione al passo									
Tipologia di Connessione	Longitudinale (m)			Trasversale (m)			Verticale (m)		
	Pila P1	Mezzzeria Campata	Pila P2	Pila P1	Mezzzeria Campata	Pila P2	Pila P1	Mezzzeria Campata	Pila P2
Intermedia	0.48	0.53	0.50	0.49	1.04	0.68	0.26	-1.01	0.24
Rigida	0.08	0.15	0.12	0.05	2.20	0.06	0.05	-0.95	0.05
Libera	1.11	1.19	1.17	0.64	0.65	0.78	0.29	1.29	0.28

dalla assenza di connessioni fino a connessioni rigide e intermedie. Quest'ultimo scenario è stato ottenuto attraverso una stima delle proprietà dei dissipatori viscosi per spostamenti relativi dell'impalcato di 1.0 m e 0.5 m, rispettivamente in corrispondenza delle pile principali e di transizione.

5. Modellazione agli elementi finiti del SCB

5.1 Descrizione generale

Le analisi strutturali del SCB, sia statiche che dinamiche, sono state effettuate con l'ausilio del software di calcolo SAP 2000 v. 11, adottando il modello ad elementi finiti sinteticamente descritto in figura 26. Quanto alla distribuzione delle masse dell'intera struttura, in tabella 13 si fornisce una descrizione riassuntiva dei valori adottati per i principali elementi strutturali.

Nel modello agli elementi finiti utilizzato per la simulazione del comportamento 3D del ponte si sono adottati elementi 'frame', 'shell', 'cable' e 'link' di seguito analizzati e descritti.

- Impalcato composito: modellato mediante una coppia di travi longitudinali a doppio T asimmetriche (2368 elementi frame) con travi trasversali a sezione simmetrica disposte ad interasse di 4.2 m (4724 elementi frame). La soletta in c.a. è stata modellata per mezzo di 10656 elementi tipo 'thin shell' dello spessore

I risultati ottenuti (Tab. 11 e Tab. 12) dimostrano che ai fini della protezione sismica del ponte, la soluzione con connessioni intermedie risulta in un miglior comportamento poiché garantisce una sensibile riduzione sia di spostamenti che di forze trasmesse agli elementi della struttura.

di 25 cm, uniti sia alle travi longitudinali che a quelle trasversali attraverso link rigidi come mostrato in figura 27:

- Torri (12 torri): essendo costituite da sezioni rettangolari di tipo scatolare, sono state modellate per mezzo di elementi 'tapered frame', rastremati con comportamento lineare elastico ed una suddivisione interna in ulteriori 10 sub-elementi allo scopo di simulare al meglio gli effetti delle non-linearità geometriche e riprodurre in modo più realistico la distribuzione delle masse.
- Stralli (384 Stralli e 42 cavi orizzontali per la connessione tra le torri): la loro modellazione è stata affrontata attraverso l'utilizzo di elementi 'cable' caratterizzati da una formulazione a catenaria che tiene conto della variazione della rigidezza assiale in relazione alla variazione dello stato tensionale del cavo (sag effect).
- Connessioni 'Pila-Impalcato' e 'Spalla-Impal-

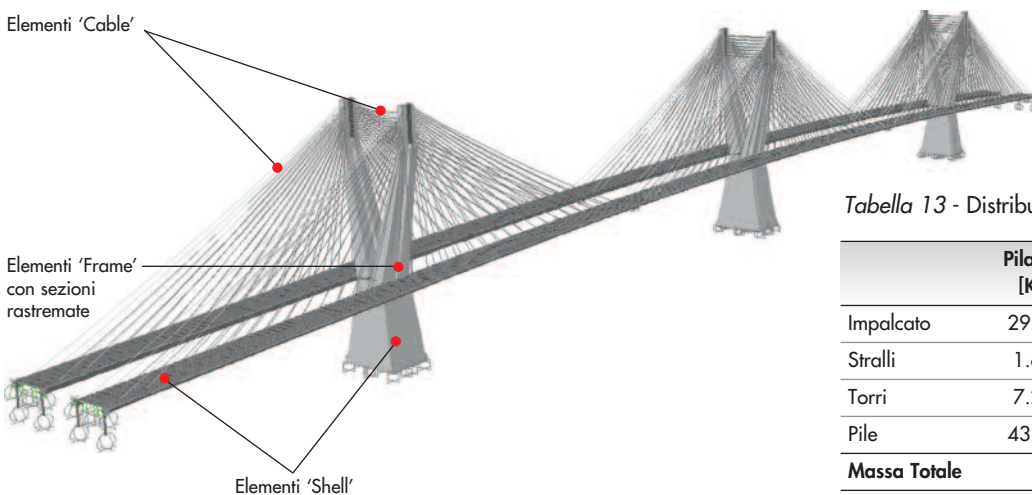


Fig. 26
Modello strutturale –
Elementi finiti adottati.

Tabella 13 - Distribuzione delle masse nel SCB

	Pila P1 [Kt]	Pila P2 [Kt]	Pila P3 [Kt]
Impalcato	29.35	29.46	29.35
Stralli	1.64	1.75	1.64
Torri	7.22	7.22	7.22
Pile	43.08	53.07	43.08
Massa Totale	239.37		

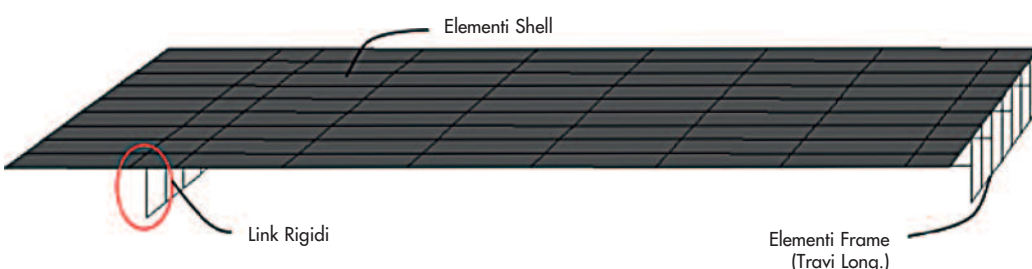


Fig. 27
Impalcato Composito
(dettaglio della
modellazione).

cato' per il controllo dinamico: il collegamento è realizzato attraverso 6 dissipatori viscosi non-lineari per pila. Ciascun dissipatore è stato modellato attraverso elementi 'link' (tipologia 'Damper').

Grazie alla configurazione geometrica adottata per queste connessioni (Fig. 24) il loro effetto è risultato evidente in tutte le direzioni principali X, Y e Z, anche se con differenti contributi in termini di smorzamento risultante. Le differenti proprietà adottate, per

connessioni Pila-Impalcato e Spalla-Impalcato, e il comportamento forza velocità che caratterizza i dissipatori viscosi sono illustrati in figura 28.

- Connessione 'Pila-Impalcato' e 'Spalle-Impalcato' per il controllo statico: consiste in un gruppo di 4 (2 + 2) elementi fusibile sia per le pile che per le spalle. Ciascuno di essi è stato modellato adottando elementi 'Link' tipologia 'Multilinear' introducendo il legame costitutivo rappresentato in figura 29.

Fig. 28
Connessioni con Dissipatori viscosi: a) Pila-Impalcato; b) Spalle-Impalcato; c) Legge di comportamento di dissipatori viscosi non-lineari per valori unitari dello smorzamento viscoso C.

$F_{damper} = Cv^\alpha$, dove $\alpha = 0.15$ e $C = 4.5 \text{ MN}/(\text{m}/\text{s})^\alpha$ (Connessione pile-impalcato)
 $F_{damper} = Cv^\alpha$, dove $\alpha = 0.15$ e $C = 3 \text{ MN}/(\text{m}/\text{s})^\alpha$ (Connessione spalle-impalcato)

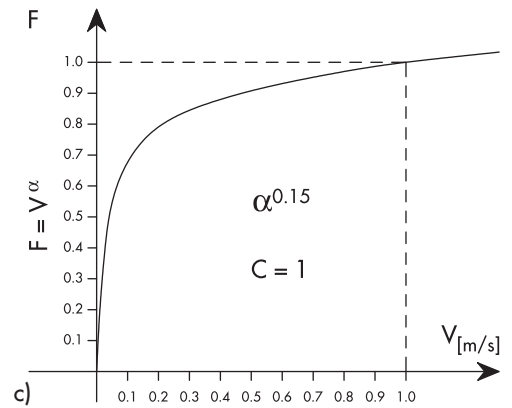
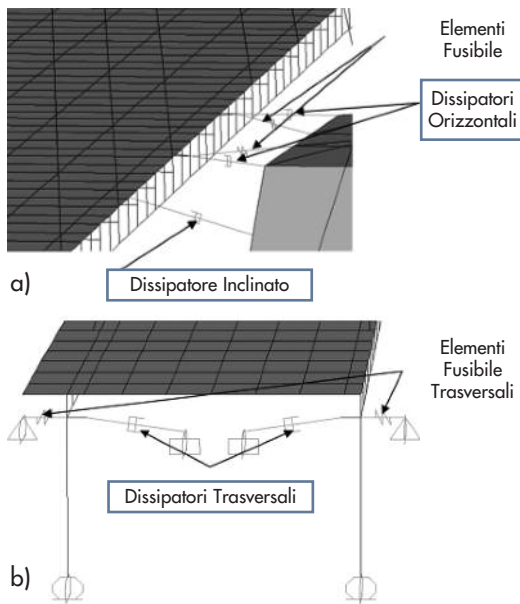
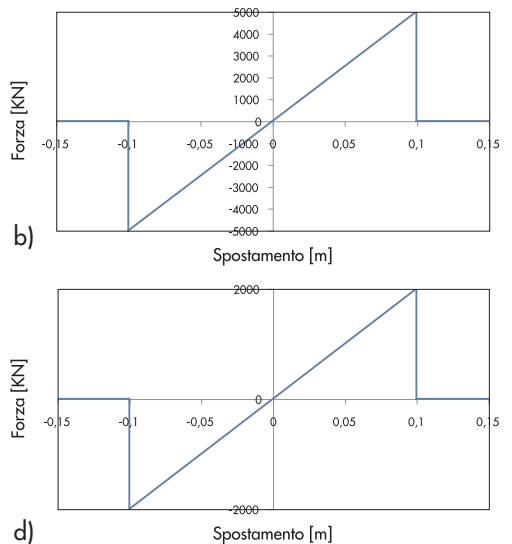
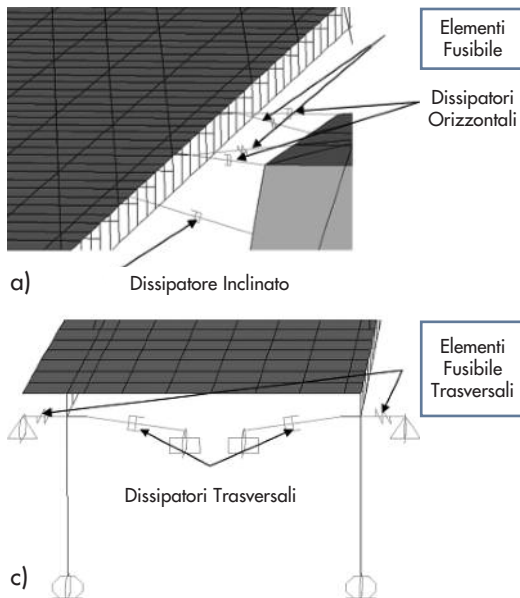


Fig. 29
Connessioni con Elementi Fusibile a) e c) Disposizione nel modello strutturale in corrispondenza di pile e spalle; b) e d) Relazione Forza-Spostamento dei fusibili di pile e spalle.

$F_{fus} = ky$, dove in condizioni statiche: $F = 5 \text{ MN}$ a $y = 0.1 \text{ m}$ (Connessione pile-impalcato)
 $F_{fus} = ky$, dove in condizioni statiche: $F = 2 \text{ MN}$ a $y = 0.1 \text{ m}$ (Connessione spalle-impalcato)



- Interazione Terreno-Struttura: gli effetti di interazione terreno-struttura, che si originano in corrispondenza delle fondazioni delle torri, sono stati modellati per mezzo di molle lineari equivalenti e rappresentative dell'intero sistema di pali, le cui proprietà sono state stimate in seguito ad analisi non-lineari effettuate con modelli semplificati per la sovrastruttura e più dettagliati nella modellazione del sistema fondazionale e del suolo sottostante. In particolare si sono adottati elementi tipo 'beam-column' per il sistema di pali e molle con

comportamento non-lineare posizionate in X, Y e Z per il suolo circostante, il tutto implementato nel software di calcolo OpenSees v.2.0 (Fig. 30a).

I valori utili alla definizione della matrice delle rigidezze del sistema di pali adottata per la modellazione dell'interazione terreno struttura, sono stati quindi derivati in corrispondenza del massimo spostamento richiesto per il sistema fondazionale, stimato intorno a valori di 0.4 m (Fig. 30b). Le matrici risultanti, ciascuna valutata per la pila specifica, sono mostrate in figura 31.

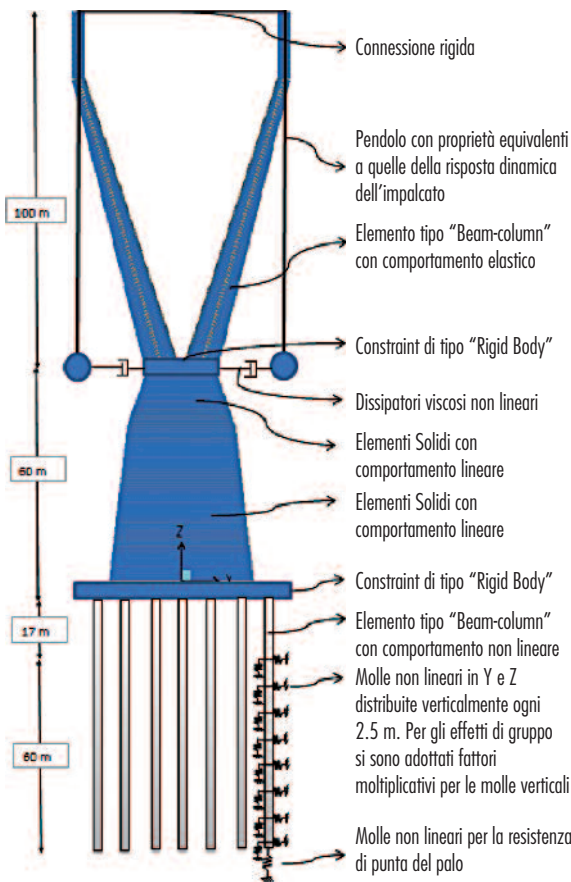
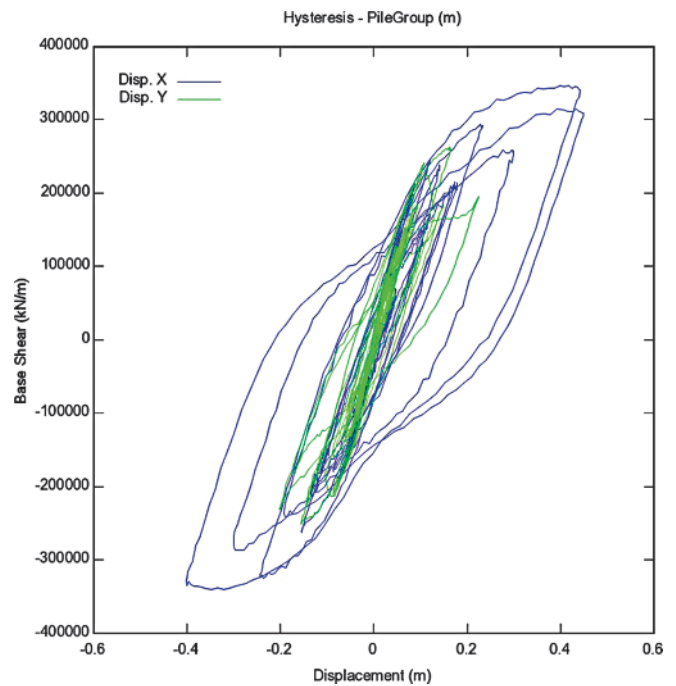


Fig. 30
a) Schema di modellazione per l'analisi d'interazione terreno struttura (Modello realizzato in OpenSees v.2.0); b) Cicli isteretici di risposta per il gruppo di pali della Pila 3.



a)
$$K = \begin{bmatrix} 529400 & 0 & 0 & 0 & -5217742 & 0 \\ 0 & 529400 & 0 & -5217742 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 270000000 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -5217742 & 0 & 1810007454 & 0 & 0 \\ -5217742 & 0 & 0 & 0 & 1810007454 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 130319714 \end{bmatrix}$$

b)
$$K = \begin{bmatrix} 333000 & 0 & 0 & 0 & -5217742 & 0 \\ 0 & 333000 & 0 & -5217742 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 270000000 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -5217742 & 0 & 1810007454 & 0 & 0 \\ -5217742 & 0 & 0 & 0 & 1810007454 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 130319714 \end{bmatrix}$$

c)
$$K = \begin{bmatrix} 825000 & 0 & 0 & 0 & -5217742 & 0 \\ 0 & 825000 & 0 & -5217742 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 270000000 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -5217742 & 0 & 1810007454 & 0 & 0 \\ -5217742 & 0 & 0 & 0 & 1810007454 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 130319714 \end{bmatrix}$$

Fig. 31
Proprietà delle molle equivalenti per la SSI (valori in kN/m) –
a) Pila 1;
b) Pila 2;
c) Pila 3.

- Proprietà dei Materiali: sono state adottate tre differenti classi di calcestruzzo strutturale, C60/75, C50/60 e C45/50 rispettivamente per le torri, la soletta e le pile. Per le travi in carpenteria metallica si è adottato l'acciaio S460 mentre per stralli e connessioni in sommità alle torri si è utilizzato un acciaio ad elevata resistenza ($F_{yk} = 1450$ MPa).
- Damping Strutturale: i contributi alla dissipazione energetica sono stati riprodotti introducendo uno smorzamento viscoso equivalente che va ad aggiungersi a quello proprio dei dissipatori derivante dal ciclo isteretico già inglobato nelle analisi dinamiche non-lineari. Lo smorzamento viscoso equivalente per ponti strallati si aggira attorno a valori del 2%, e in genere non è di tipo viscoso, bensì in larga parte dovuto all'attrito dei supporti e delle connessioni mobili, alla dispersione di energia al livello delle fondazioni, all'attrito dell'aria ecc. (Kawashima et al., 1988). Nel caso in esame è stata adottata una percentuale di smorzamento viscoso equivalente pari al 2%, proporzionale alla matrice delle masse e delle rigidezze (Rayleigh Damping). Per la definizione dei termini proporzionali alla massa ed alla rigidezza del modello di smorzamento si sono utilizzati il periodo fondamentale di vibrazione di 7.3 s ed un secondo periodo artificialmente ridotto di 0.1 s, atto ad abbattere gli effetti di smorzamento incrementale derivanti dai contributi dei modi di vibrare superiori, che per questa tipologia strutturale potrebbero assumere una certa rilevanza.

5.2 Modellazione dettagliata agli elementi finiti del segmento Testa-Torre

A causa dell'elevata complessità geometrica e dell'entità delle forze di tipo localizzato sviluppate all'interno dei segmenti testa-torre, si è utilizzato un modello solido agli elementi finiti di questa parte della struttura, per una completa descrizione e verifica del comportamento dei suoi elementi costituenti, preliminarmente dimensionati sulla base di principi di gerarchie delle resistenze. Il modello agli elementi finiti della testa-torre è stato realizzato attraverso il software di calcolo Midas FEA v. 2.9.6, per mezzo di elementi solidi esaedri ad otto nodi con facce quadrilatere (da Fig. 34 a Fig. 36). In figura 32 e figura 33, si forniscono dei disegni di dettaglio dell'elemento strutturale.

L'elemento strutturale è costituito da una struttura composta in acciaio-calcestruzzo ed è caratterizzato dalla presenza di una serie di

cavedi-passaggio per le operazioni manutentive e di posa e regolazione degli stralli a ciascun livello delle connessioni. La sezione effettiva è costituita principalmente da porzioni in c.a. laterali e da diaframmi in acciaio strutturale situati sia in direzione trasversale che longitudinale, agenti come principale sistema di trasferimento delle forze trasmesse dal sistema di stralli e di cavi orizzontali (Fig. 32). La collaborazione tra le parti in calcestruzzo ed acciaio è assicurata dalla predisposizione di una piolatura a completo ripristino di resistenza, distribuita su tutta la superficie dei diaframmi strutturali e costituente l'interfaccia con le parti in c.a.

La modellazione strutturale per mezzo di elementi finiti solidi si riferisce alla sola parte relativa agli ultimi 25 m del sistema di torri, alte complessivamente 103 m. Ai fini dei risultati qui presentati, la connessione dell'elemento strutturale oggetto di studio con la restante parte delle torri, è stata modellata attraverso incastri perfetti. Le parti in calcestruzzo sono state modellate per mezzo di elementi solidi 150 x 150 x 150 mm mentre elementi di dimensione 150 x 150 x 30 mm sono stati adottati per le parti in acciaio strutturale.

Sono state analizzate diverse condizioni di carico per verificare gli effetti delle sollecitazioni sismiche trasmesse dagli stralli all'elemento strutturale, in funzione dell'involuppo dei risultati ottenuti dalle analisi effettuate sul modello globale. Le sollecitazioni sono state applicate in termini di forze statiche equivalenti e suddivise lungo il piatto di ancoraggio in acciaio in tre nodi, con lo scopo di includere gli effetti della distribuzione degli sforzi all'interno del piatto (Fig. 37).

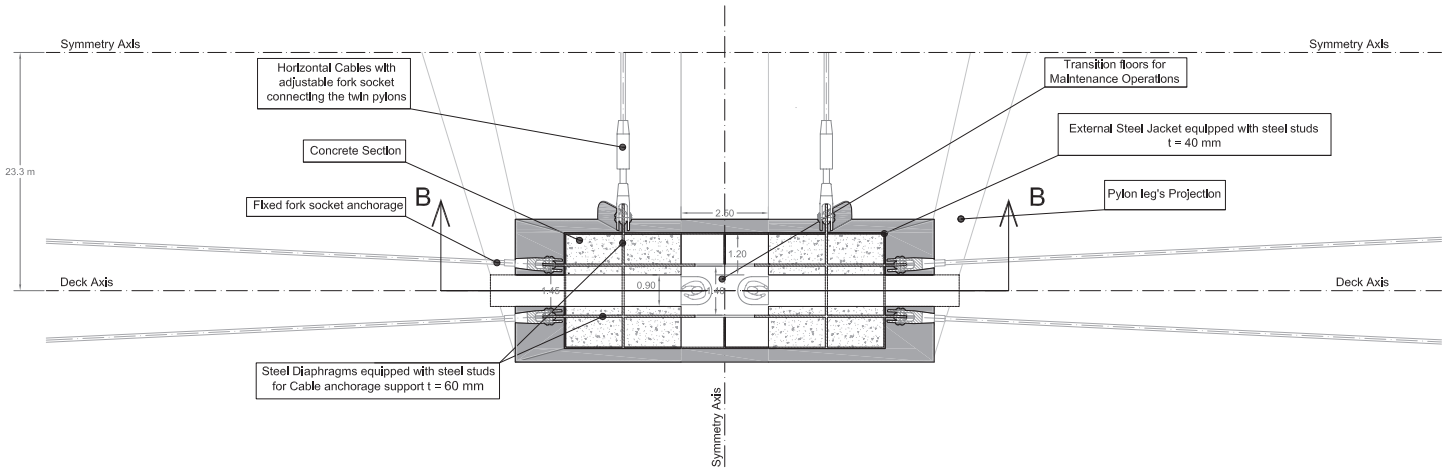
L'obiettivo principale della modellazione dettagliata è stato di verificare la fattibilità dell'elemento strutturale, eventualmente ri-calibrandone le dimensioni (eg. aumento dello spessore dei piatti in acciaio o ridefinizione delle percentuali di armatura per le parti in c.a.), con lo scopo di ottenere un comportamento globalmente quasi elastico in considerazione della sua delicata funzione sia in termini strutturali che di durabilità.

5.3 Caratterizzazione Dinamica del SCB

I più importanti aspetti da tenere in considerazione nella valutazione del comportamento dinamico di ponti strallati di grande luce riguardano la caratterizzazione delle proprietà nei confronti dei fenomeni aeroelastici, generalmente associati a proprietà dinamiche locali della struttura, e una caratterizzazione dinamica in senso più globale che risulta invece rilevante ai fini di un'analisi preliminare del com-

Sezione A-A

Fig. 32
 Dettaglio dell'elemento
 Testa-Torre - Pianta.



Sezione B-B

Fig. 33
 Dettaglio dell'elemento
 Testa-Torre - Sezione
 Longitudinale.

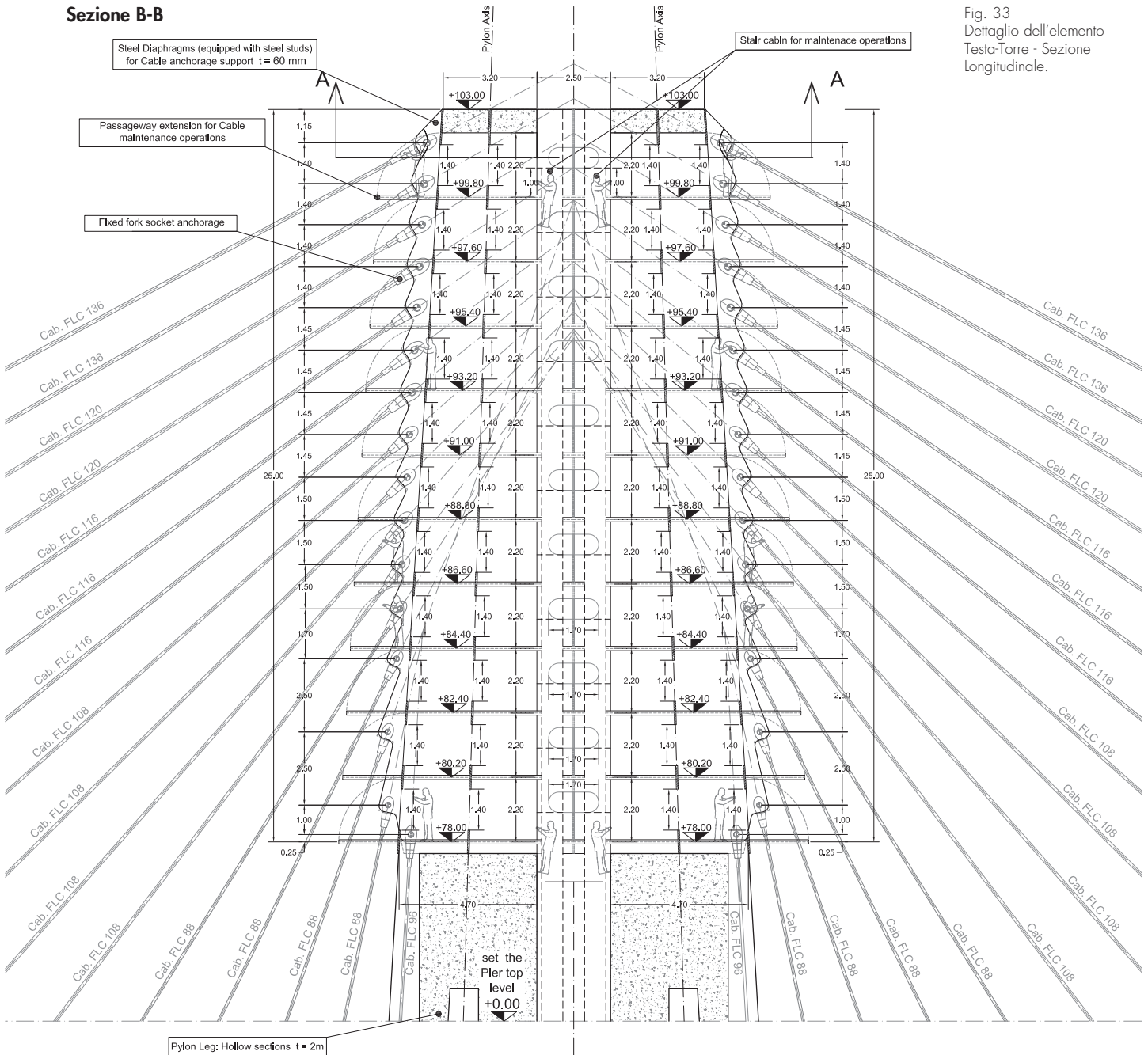
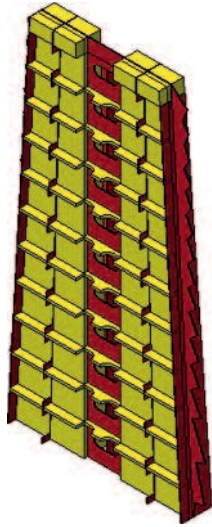


Fig. 34
Midas FEM – Viste 3D.



Numero totale di elementi solidi: 247'892
Numero totale di Gradi di libertà: 866'058

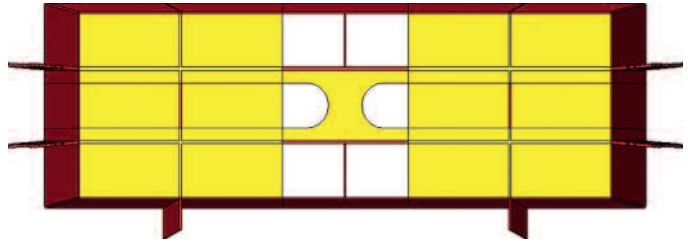


Fig. 35
Condizioni di vincolo alla base del FEM.

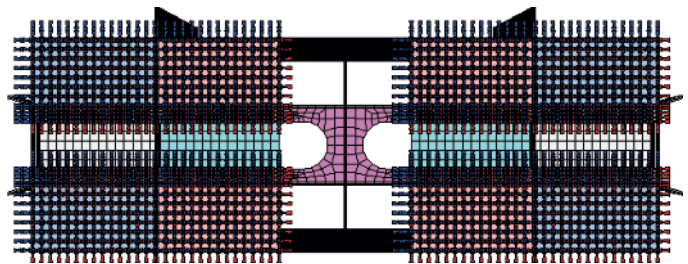


Fig. 36
Estremità dei piatti di acciaio singolarmente ruotate per ospitare le connessioni degli stralli.

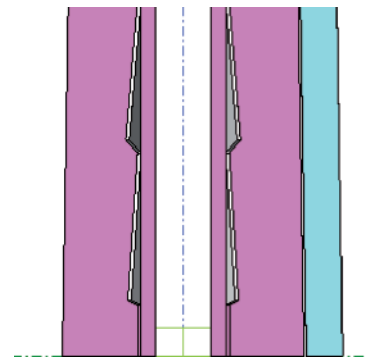
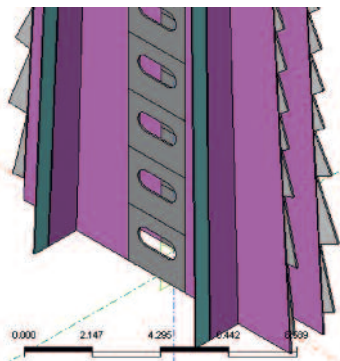
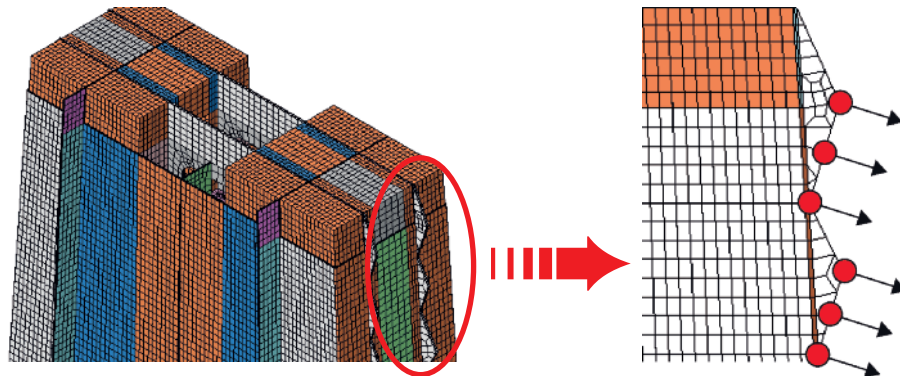


Fig. 37
Applicazione del Carico sismico trasmesso dagli stralli.



portamento sismico. Il primo aspetto si risolve generalmente nella determinazione delle frequenze principali di vibrazione dell'impalcato e dell'influenza specifica dei vari modi locali sugli stralli, mentre il secondo si traduce nella deter-

minazione della distribuzione delle masse partecipanti e dei periodi di vibrazione che concorrono a definire la risposta dinamica globale della struttura durante eventi sismici. A tal riguardo va sottolineato che data la consi-

derevole flessibilità di questo tipo di strutture, esse sono spesso caratterizzate da periodi di vibrazione molto elevati anche se, gran parte di questa flessibilità apparentemente fisiologica della tipologia strutturale, è determinata da parametri progettuali solitamente trattati come variabili di progetto: luce delle campate, sistema di stralli, tipologia dei supporti e delle connessioni in fondazione.

Per la determinazione della risposta sismica del ponte si è quindi proceduto ad una valutazione preliminare delle proprietà di vibrazione (analisi modale) seguita da analisi dinamiche non-lineari con accelerogrammi.

In letteratura è disponibile una lista ben nutrita di articoli relativi all'adozione di analisi modali come utile strumento di indagine per la progettazione sismica di ponti strallati (Abdel-Ghaffar, 1991), ed è ormai noto che i primi modi di vibrare fanno generalmente riferimento a modi dell'impalcato, seguiti da modi con frequenze di vibrazione più elevate che coinvolgono anche altri elementi quali stralli e torri, ma generalmente accoppiati con modi di vibrare dell'impalcato in funzione delle condizioni di supporto adottate per l'impalcato stesso. Una dettagliata descrizione dell'influenza delle condizioni di supporto dell'impalcato sul comportamento dinamico di ponti strallati può essere reperita in Ali e Abdel-Ghaffar (1995).

Per la caratterizzazione dinamica del SCB, sono state analizzate tre principali condizioni di supporto dell'impalcato al fine di fornire un'ampia panoramica dei relativi comportamenti strutturali osservati:

- La condizione di vincolo con 'Supporti Rigidi', rappresentativa del caso di una connessione rigida tra pile e impalcato.
- La condizione di vincolo con 'Assenza di

supporti', rappresentativa del caso in cui l'impalcato è completamente libero di muoversi in tutte le direzioni in corrispondenza delle pile principali e nel solo piano orizzontale in corrispondenza delle pile di transizione (il gdl verticale è vincolato per garantire conformità delle due sedi stradali).

- La condizione di vincolo con 'Supporti Intermedi', rappresentativa del caso in cui le connessioni Pile-Impalcato sono ottenute per mezzo di dissipatori viscosi.

Per l'esecuzione delle analisi modali si sono utilizzate le proprietà lineari equivalenti dei dispositivi antisismici, stimate sulla base degli spostamenti limite attesi di 0.5 e 1 m, rispettivamente in corrispondenza delle pile di transizione e di quelle principali, e delle forze massime attese di 3 MN e 4.5 MN.

In figura 38 è mostrata l'evoluzione dei periodi di vibrazione e della massa partecipante dei primi 500 modi di vibrare per le tre condizioni di supporto analizzate e in figura 39 sono riportate alcune delle più significative forme modali identificate per la condizione di vincolo a 'Supporti Intermedi'. I dati sotto riportati sono stati ottenuti tramite un'analisi agli autovalori della struttura del ponte.

Dalla figura 38 risulta chiara la maggiore influenza delle condizioni di supporto sui primi modi di vibrare mentre la distribuzione dei periodi di vibrazione più elevati è principalmente influenzata dalle caratteristiche dinamiche locali degli elementi strutturali secondari. Soltanto per un limitato intervallo di modi di vibrazione infatti (i primi 20 modi), è possibile notare una marcata traslazione della curva di evoluzione dei periodi di vibrazione, mentre leggera è la variazione che si registra per i modi di vibrare più elevati. Nel

Fig. 38
(a) Percentuali di Massa partecipante e
(b) evoluzione dei periodi di vibrazione per le condizioni di supporto analizzate.

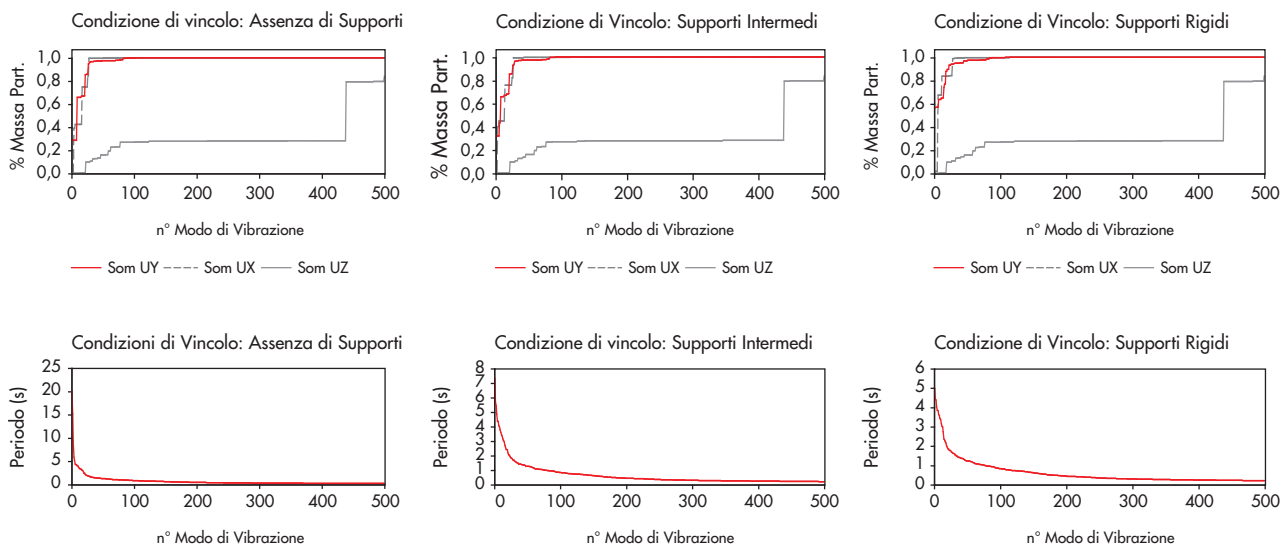
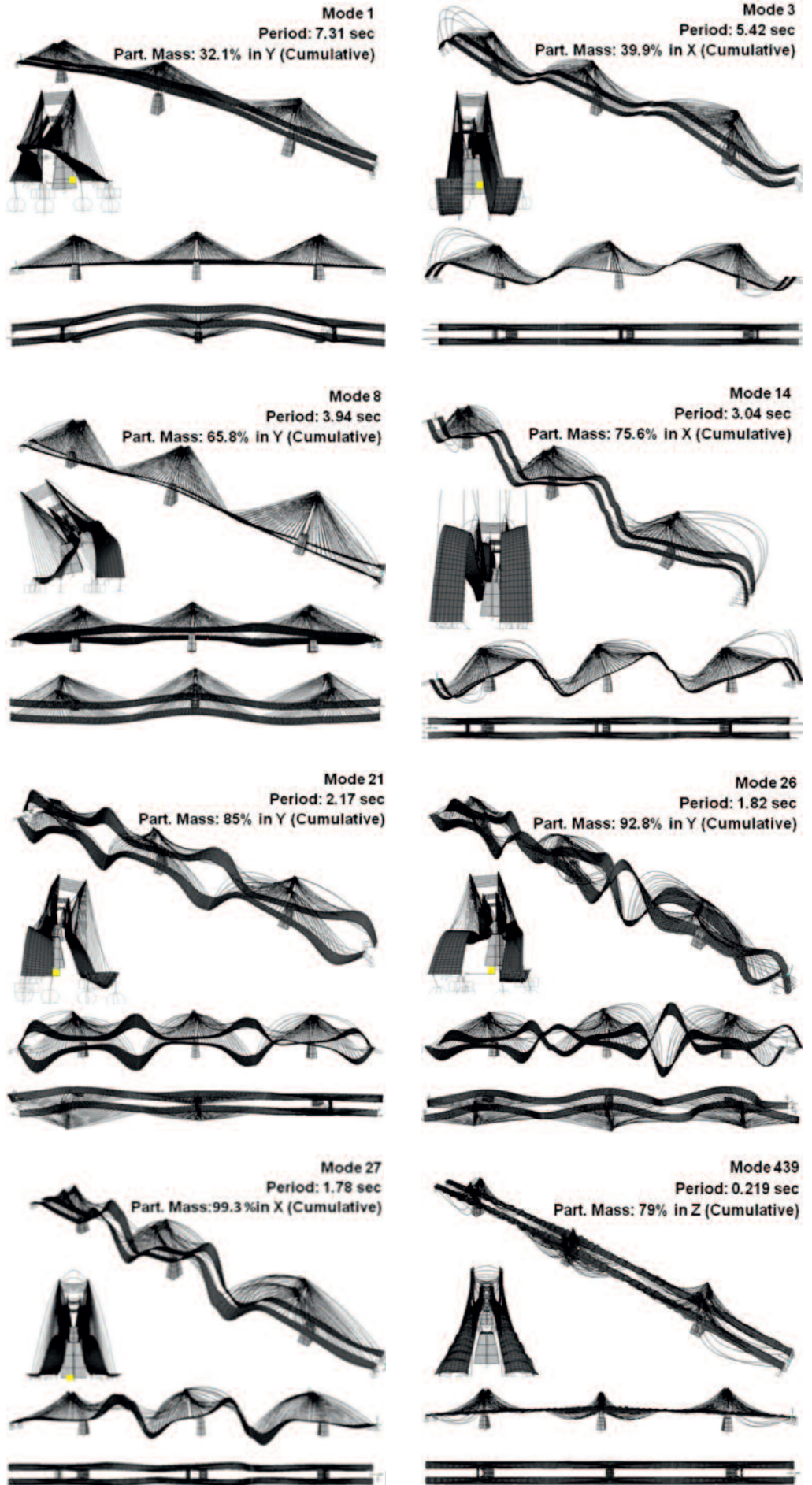


Fig. 39
Forme Modali –
Condizioni di 'Supporto
Intermedio'.



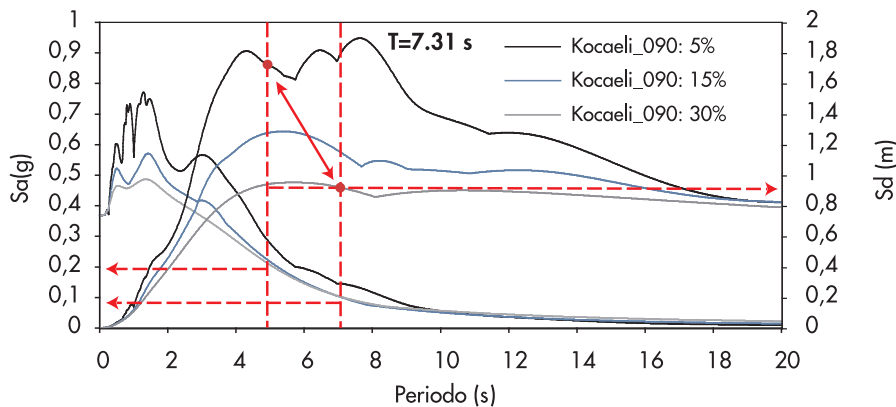


Fig. 40
Vantaggi ottenuti dall'utilizzo di connessioni Intermedie con dissipazione aggiuntiva di energia.

caso di assenza di condizioni di supporto è facile verificare come il periodo di vibrazione fondamentale risultante (19.98 s) sia molto simile a quello derivato applicando la legge del pendolo:

$$T_{\text{pendolo}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{l}{g}}$$

Per il caso specifico si può adottare una lunghezza totale del pendolo pari a 90.5 m (78 + 25/2):

$$T_{\text{pendolo,SCB}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{90.5}{9.81}} = 19.08 \text{ s}$$

Dall'osservazione dei dati sopra esposti emerge che l'introduzione di dissipatori viscosi incrementa la flessibilità del sistema strutturale, facendo slittare la prima parte della distribuzione dei periodi verso valori più elevati rispetto a quelli ottenuti per le condizioni di 'Supporto Rigido' (1° modo: 7.31 s Vs 4.98 s). Lo slittamento del periodo principale di vibrazione riguarda tuttavia un aspetto di limitata impor-

tanza per la risposta sismica globale della struttura poiché, nella maggioranza dei casi, i periodi di vibrazione principali di ponti strallati ed anche nel caso di condizioni di supporto rigido, raggiungono sempre valori abbastanza elevati da ricadere nell'intervallo a spostamento costante o decrescente di un generico spettro di spostamento di progetto, implicando pertanto, un limitato vantaggio in termini di riduzione degli spostamenti attesi. Una maggiore riduzione in termini di forze sismiche attratte dal sistema strutturale è invece da attendersi grazie a questa maggiore flessibilità strutturale riscontrata. Gran parte dei vantaggi derivanti dalla soluzione adottata risiedono nella dissipazione energetica dei dispositivi viscosi che, in termini di smorzamento viscoso equivalente, raggiunge anche valori dell'ordine del 30% per l'intero sistema strutturale (Calvi et al., 2010), risultando in una notevole riduzione degli spostamenti di progetto attesi (Fig. 40).

6. Progetto e verifiche degli elementi strutturali

Le verifiche strutturali sono state effettuate per i due principali stati limite di progetto (Stato Limite Ultimo e di Servizio) e per entrambe le combinazioni, statiche e dinamiche. Nella sezione che segue verranno discussi soltanto alcuni dei principali aspetti relativi alle verifiche allo SLU confrontando 'domanda e capacità'. Una sezione specifica verrà invece dedicata all'analisi e verifica del segmento testa-torre.

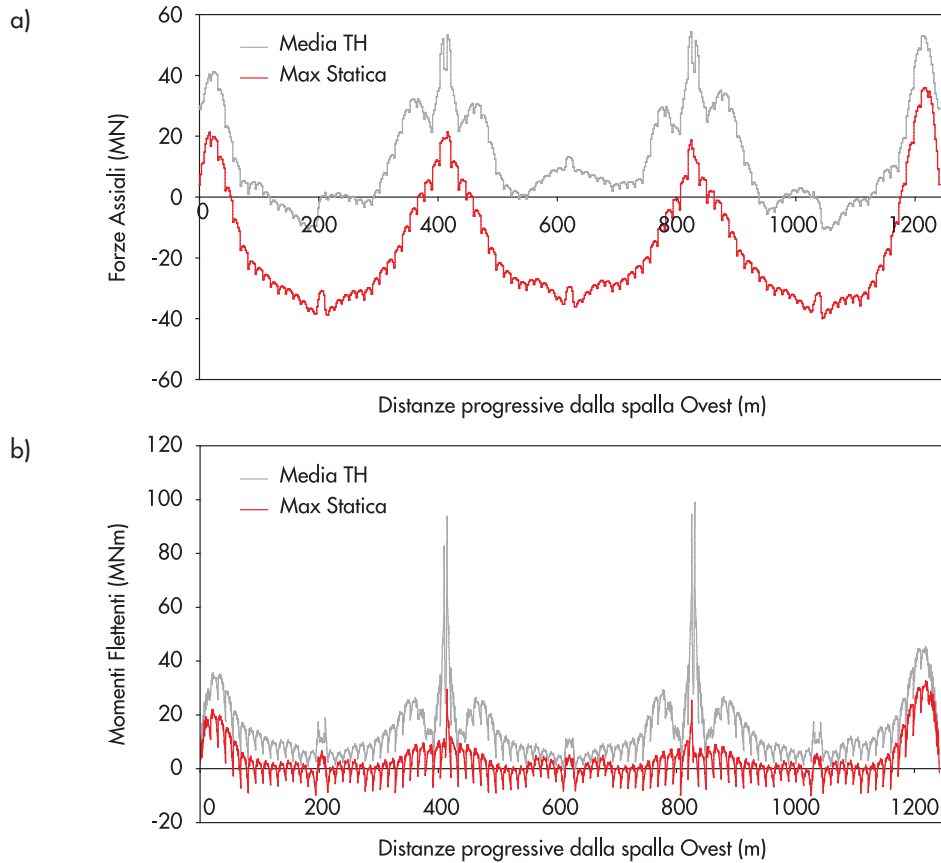
6.1 Impalcato Composito

Come già anticipato nelle sezioni precedenti per la stragrande maggioranza degli elementi strutturali oggetto di verifica specifica, le sollecitazioni derivanti dall'azione sismica, si sono dimostrate determinanti ai fini delle verifiche strutturali definitive. In figura 41 si mostra, a

titolo di esempio, il confronto tra la più gravosa delle combinazioni statiche e la media delle sollecitazioni derivanti dalle analisi dinamiche in termini di involucri dei massimi, nella fattispecie, il carico assiale e il momento flettente riferito alla coppia di travi longitudinali in acciaio (valori (+) di trazione/fibre inferiori tese, (-) di compressione/fibre superiori tese).

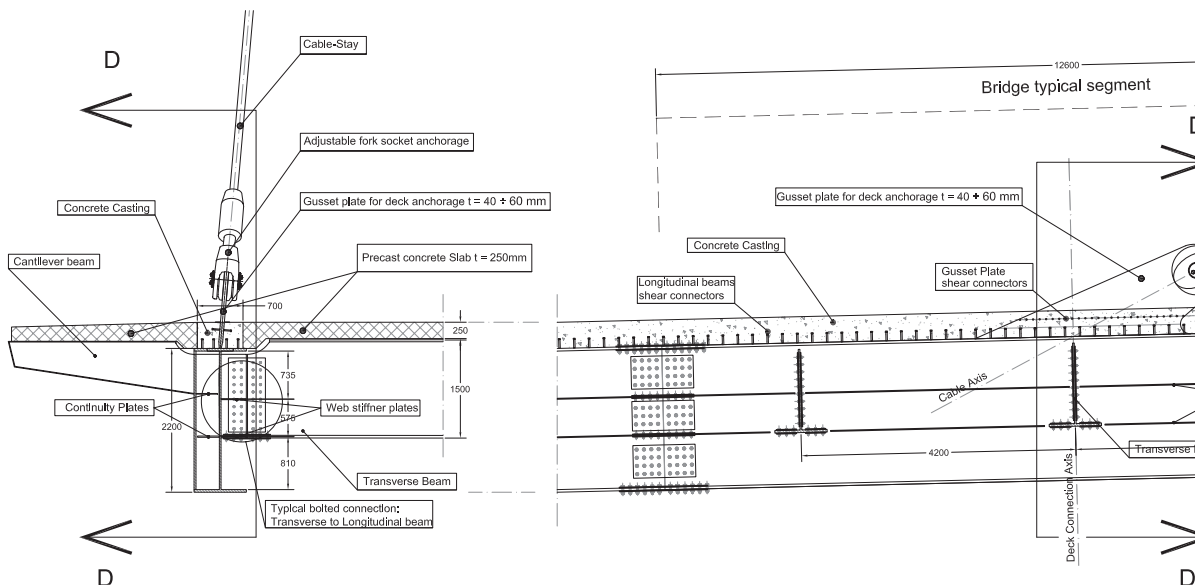
Le verifiche di resistenza allo SLU delle sezioni di impalcato composto sono state eseguite tramite un confronto tra lo stato di sollecitazione delle sezioni di progetto ed i relativi domini di resistenza, ottenuti nella forma di diagrammi di interazione M-N. Sono state effettuate verifiche per 29 differenti sezioni e per ciascuno dei due impalcati, per un totale di 58 segmenti tipici come mostrato in figura 42f. Nella determinazione dei domini di resistenza si sono adottate le leggi costitutive classiche dei materiali costi-

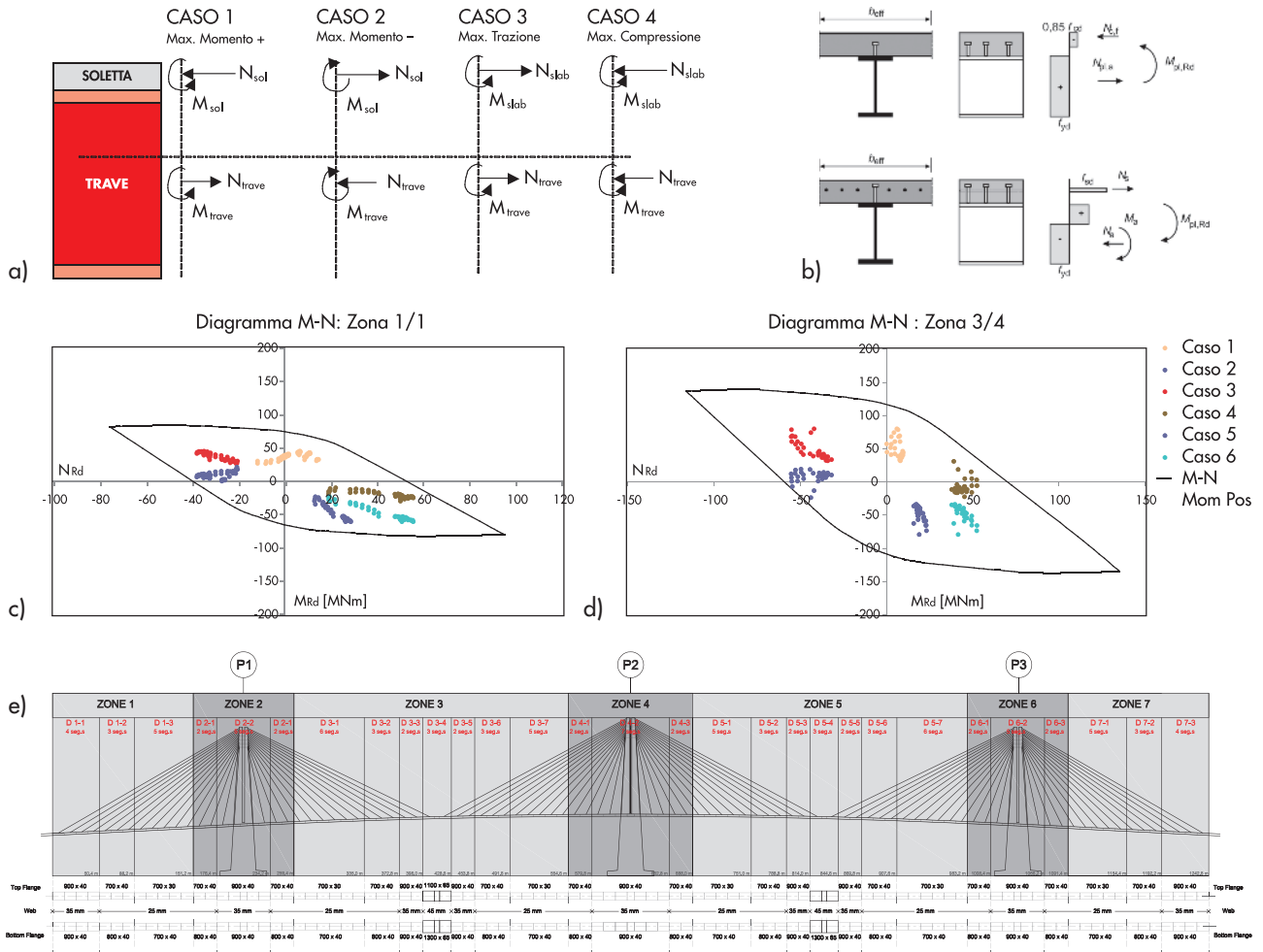
Fig. 41
Confronto tra combinazioni
Statiche e Dinamiche sulle
travi longitudinali in acciaio.
a) Carichi assiali - Valori
Max.; b) Momenti Flettenti -
Valori Max.



tuenti, parabola-rettangolo per il calcestruzzo e bilineare per l'acciaio strutturale e di armatura. Si è considerata come partecipante alla resistenza complessiva dell'impalcato, la sola parte di armatura inclusa nella larghezza efficace come definita dalla normativa di riferimento (EC4 - 5.4). Le forze sollecitanti invece, sono state ottenute combinando i contributi elementari relativi ai singoli componenti, travi in acciaio strutturale e soletta in c.a (Fig. 42a). In figura 42c e d si riportano infine grafici relativi alle verifiche effettuate.

L'insieme delle verifiche ha consentito di riscontrare una risposta globalmente elastica dell'impalcato composto sotto gli effetti dell'azione sismica allo stato limite ultimo (SEE). Per i casi di verifica il cui stato di sollecitazione è risultato particolarmente vicino alla superficie di snervamento della sezione resistente (eg. in figura 42d per il segmento di congiunzione tra le campate principali), sono da attendersi locali e limitate plasticizzazioni dell'acciaio di armatura ed un'altrettanto limitata fessurazione della sezione in calcestruzzo. Considerati i valori di deforma-





zione del calcestruzzo e dell'acciaio impliciti in stati di sollecitazione giacenti sulla superficie di snervamento della sezione, è possibile affermare che gli obiettivi prestazionali afferenti al livello di Danno Riparabile sono stati ampiamente soddisfatti dalle soluzioni progettuali adottate. A completamento delle verifiche strutturali sull'impalcato composto, sono state prodotte

anche verifiche di resistenza della piolatura, a taglio e instabilità locale delle sezioni di acciaio, sia a livello di elemento strutturale che di sezione resistente e per entrambe le travi longitudinali e trasversali.

Sono stati successivamente elaborati disegni di dettaglio per alcuni dei nodi strutturali di particolare rilievo, come la connessione bullonata

Fig. 42 Impalcato Composto: a) Definizione dei casi di sollecitazione; b) Definizione dei tipici contributi di resistenza; c) e d) Verifiche con diagrammi M-N; e) Outline degli spessori di progetto per i piatti inferiori, superiori e dell'anima delle travi longitudinali.

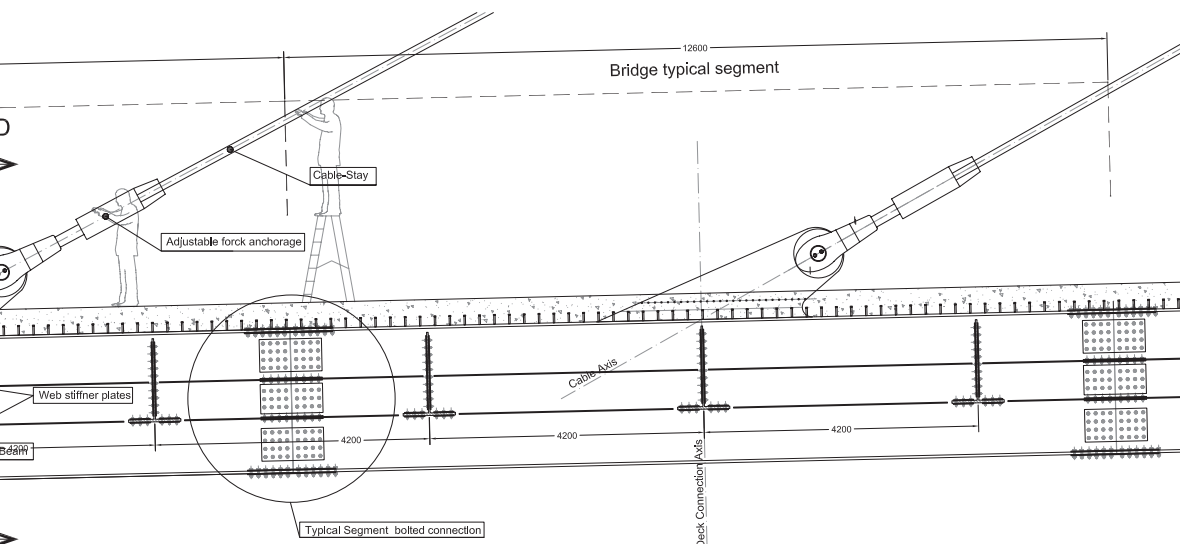


Fig. 43 Tipica connessione bullonata tra due segmenti e tra stralli ed impalcato.

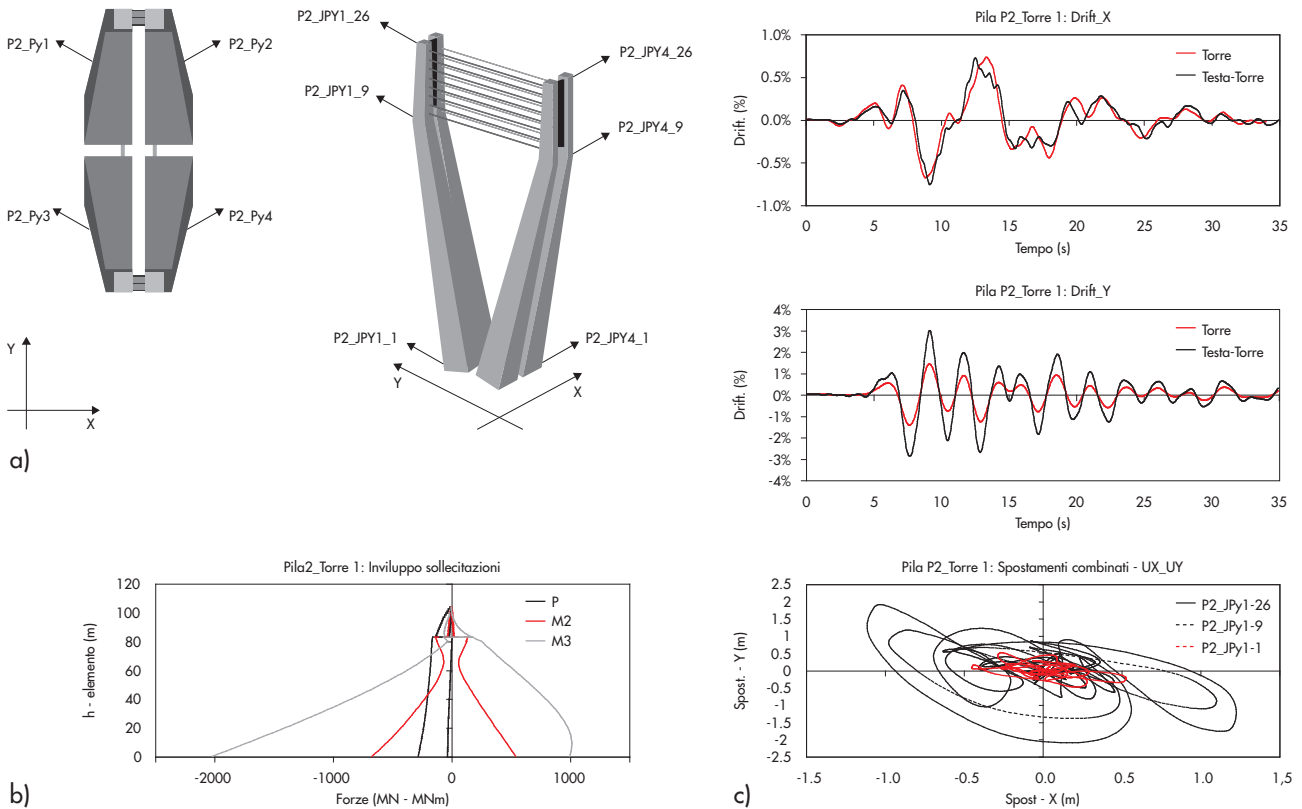


Fig. 44
 Analisi strutturale delle Torri:
 a) Nomenclatura dei punti di controllo degli elementi strutturali;
 b) Forze sismiche nelle Torri;
 c) Valori di Spostamenti relativi registrati per le Torri e spostamenti combinati XY.

tipica tra due segmenti e la connessione tra stralli e travi longitudinali di impalcato (Fig. 43).

6.2 Torri

Le torri del SCB sono composte da slanciati elementi in c.a. a sezione scatolare e rastremata verso l'alto. Questa particolare configurazione geometrica ha richiesto l'adozione di un numero minimo di quattro sezioni di controllo lungo lo sviluppo verticale delle torri per la definizione del quantitativo di armatura richiesto per garantire la verifica dello stato limite di progetto in termini di percentuali geometriche di armatura. Infatti, mentre nei confronti dei carichi statici era chiaramente identificabile la criticità delle sole sezioni di base e di sommità di ciascuna delle torri strutturali, per le analisi dinamiche si è riscontrata la necessità di verifiche di capacità specifiche anche per sezioni poste lungo gli elementi inclinati delle torri poiché una tale conformazione geometrica comporta un'equivalente variazione delle capacità di resistenza dalla base verso la sommità delle torri.

Uno specifico controllo è stato ritenuto indispensabile per il monitoraggio dell'entità degli spostamenti relativi e globali osservati per tali elementi strutturali (torri ed elementi testa-torre) durante la sollecitazione sismica. In figura 44 sono proposti alcuni esempi dei risultati ottenuti per le torri strutturali del SCB.

Le verifiche di progetto e le percentuali di armatura richieste nelle quattro sezioni di controllo sono mostrate in figura 45. I diagrammi di interazione ottenuti per le sezioni di verifica, mostrano che le sollecitazioni sismiche possono essere assorbite con ragionevoli quantitativi di acciaio di armatura e soprattutto senza alcuna richiesta significativa di duttilità per le sezioni di progetto. Tutti gli stati di sollecitazione derivanti dall'azione sismica infatti, sono inclusi all'interno dei domini di interazione la cui definizione deriva da assunzioni su deformazioni di calcestruzzo ed acciaio rispettivamente pari a 3.5 ‰ e 1%.

La configurazione geometrica degli elementi oggetto di verifica, tuttavia, comporta la localizzazione di fenomeni di snervamento delle armature unita a fessurazione del calcestruzzo nelle zone d'angolo delle sezioni scatolari (alla base delle torri e tra torri ed elementi testa-torre), specialmente nei casi in cui la risultante delle forze agenti su tali elementi strutturali risiede in un piano con un marcato angolo di incidenza rispetto alla geometria delle sezioni stesse. Il livello di deformazione osservato ha comunque consentito di soddisfare gli obiettivi prestazionali preposti ai vari livelli di pericolosità sismica.

6.3 Dissipatori Viscosi non-lineari

Le prestazioni dei dissipatori viscosi non-lineari durante le analisi dinamiche sono state principal-

a)

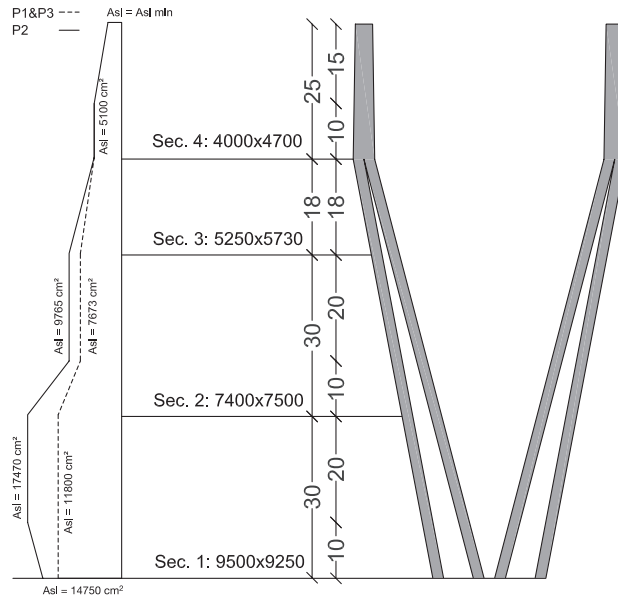
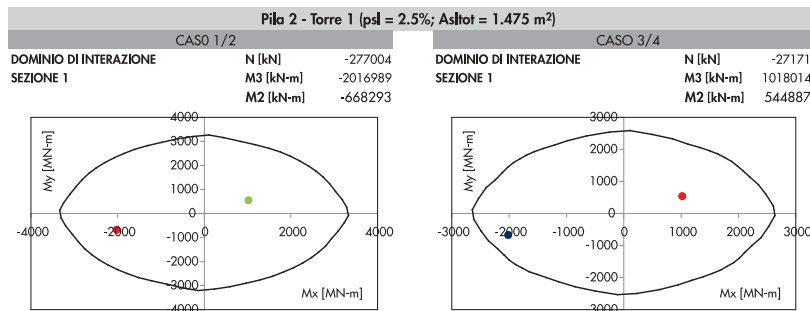


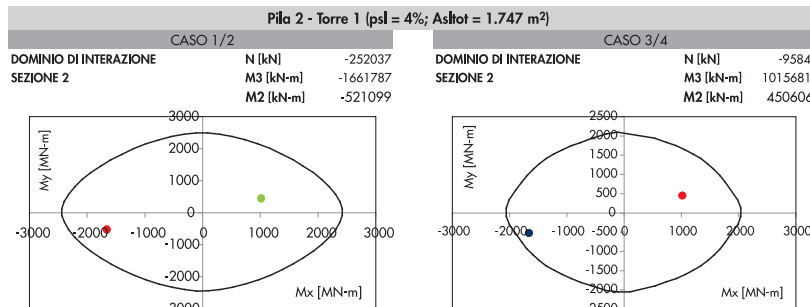
Fig. 45
Verifiche tipo sulle Torri:
a) Percentuale di armatura richiesta;
b) Diagrammi PMM_Pila2-Torre I.

b)

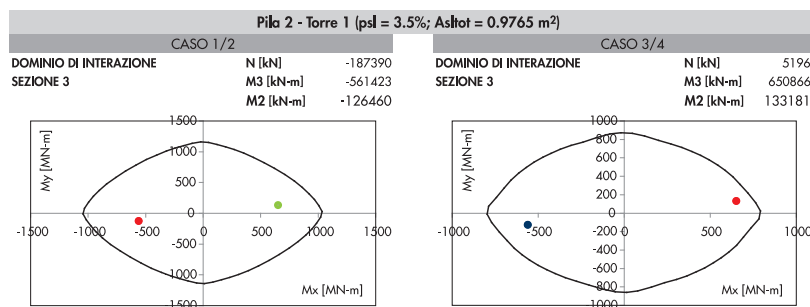
Sez. 1



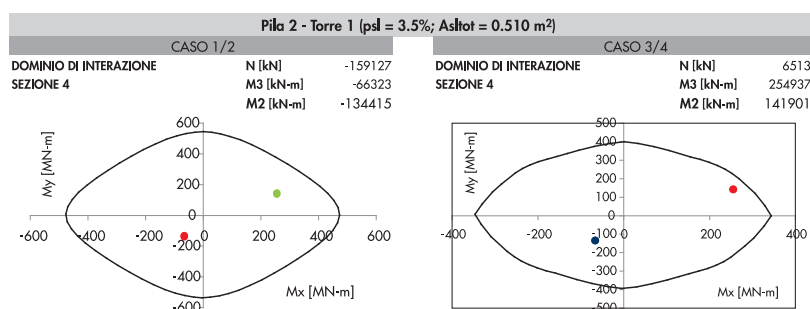
Sez. 2

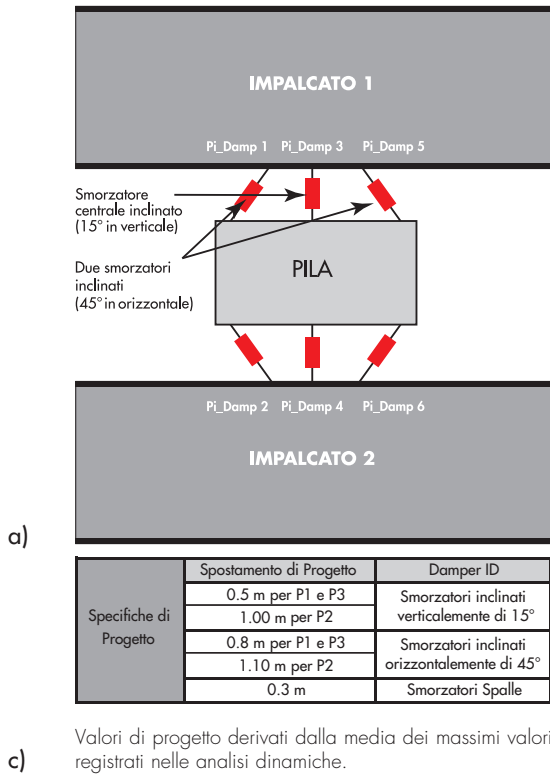


Sez. 3



Sez. 4





Valori di progetto derivati dalla media dei massimi valori registrati nelle analisi dinamiche.

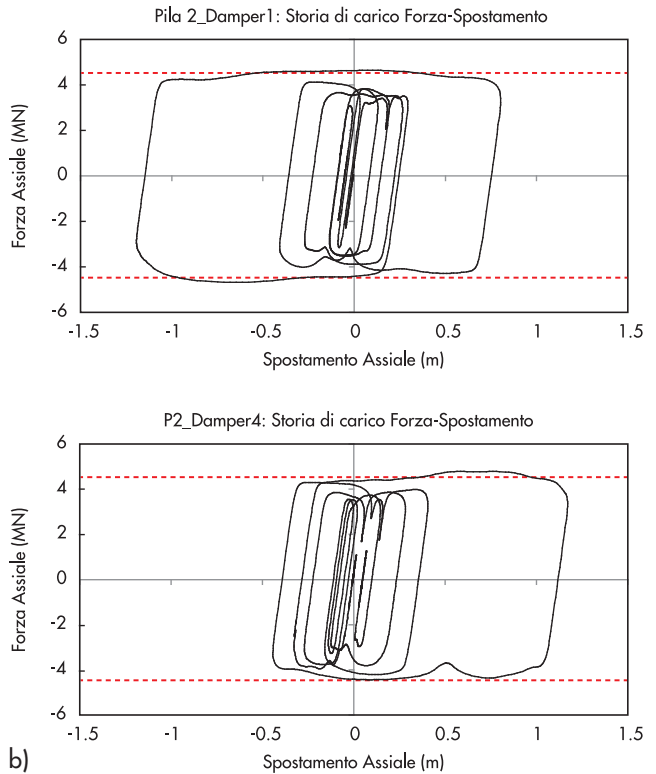


Fig. 46
Esempi di analisi sui Dissipatori viscosi:
a) Posizionamento dissipatori;
b) Cicli di isteresi registrati per l'accelerogramma in input "Kocaeli";
c) Capacità medie di spostamento richieste per i dissipatori.

mente verificate in termini di capacità di spostamento e di forza, preliminarmente determinate su base di approcci agli spostamenti per connessioni tra pila e impalcato (Calvi et al., 2010). I risultati ottenuti in seguito alle analisi dinamiche hanno mostrato un'ottima corrispondenza con i valori assunti in sede di progetto. In figura 46 sono presentati i valori medi delle capacità di spostamento richieste per i dissipatori viscosi previsti e l'andamento tipico dei cicli di isteresi in forze e spostamenti assiali di alcuni degli dissipatori posti tra pila ed impalcato. È possibile osservare la buona corrispondenza ottenuta con i valori assunti alla base del progetto preliminare dei dissipatori (1 m e 4.5 MN e 0.5 m e 3 MN).

6.4 Segmento Testa-Torre

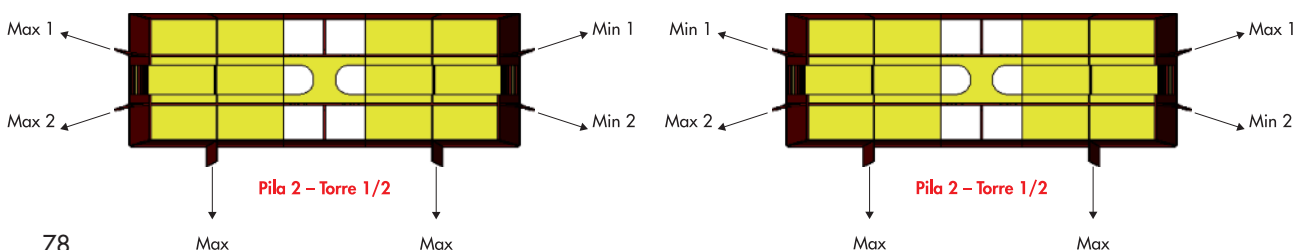
Il segmento testa-torre rappresenta l'elemento strutturalmente più complesso per l'entità ed il numero di forze concentrate agenti su di esso e che durante la sollecitazione sismica inducono stati di sollecitazione flessionale e torsionale.

Sulla base del modello solido dell'elemento inoltre (vd. 5.2) si è proceduto anche alla valutazione degli effetti di diverse assunzioni del modulo elastico del calcestruzzo, in modo da permettere considerazioni sugli effetti di sezioni completamente fessurate e interamente reagenti. A titolo di esempio, in figura 47 sono schematizzate le combinazioni di carico adottate per l'analisi del comportamento strutturale sotto gli effetti di massimo carico flessionale (a) e torsionale (b).

I risultati ottenuti dalle analisi elastiche fanno registrare che sotto gli effetti della massima sollecitazione flessionale, i massimi valori di compressione (SZZ), si concentrano nell'angolo del segmento inferiore dei blocchi di calcestruzzo in seguito all'azione combinata dei carichi longitudinali e trasversali degli stralli. I valori massimi delle tensioni di compressione e trazione registrati si aggirano attorno a valori di -37.0 e 32.0 MPa rispettivamente (Fig. 48).

Un'adeguata quantità di armatura (non inclusa nel modello strutturale) risulta pertanto necessa-

Fig. 47
Combinazione di carico 1 e 2 - a) Massima sollecitazione flessionale;
b) Massima sollecitazione torsionale.



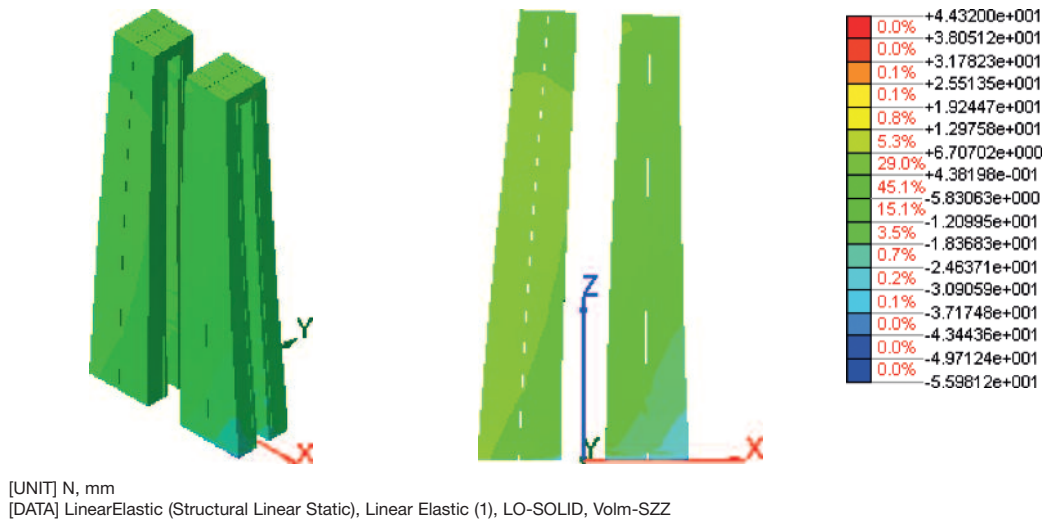


Fig. 48
Distribuzione delle tensioni -
componente SZZ - nelle parti
in calcestruzzo.

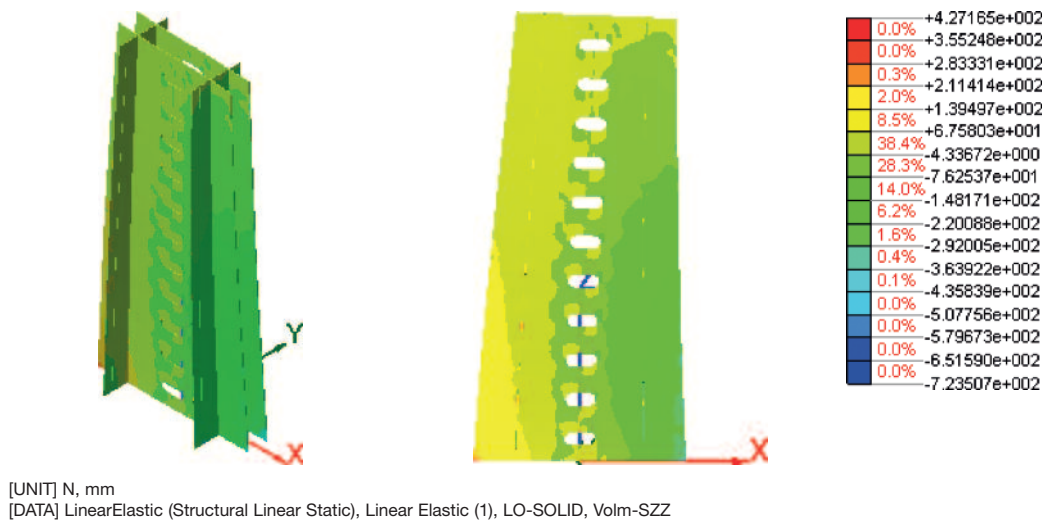


Fig. 49
Distribuzione delle tensioni -
componente SZZ - nei
diaframmi in acciaio.

ria, principalmente allo scopo di evitare una consistente fessurazione nelle parti di calcestruzzo in trazione. Tuttavia va sottolineato che i massimi valori di tensione osservati nelle parti più esterne dei blocchi in calcestruzzo, sono soggetti ad un meccanismo di trasferimento di sforzi dal calcestruzzo alla camicia esterna in acciaio nel momento in cui il calcestruzzo tende a fessurarsi. La camicia esterna in acciaio è infatti dotata di una piolatura diffusa sulla sua superficie interna che garantisce la completa collaborazione con i blocchi in calcestruzzo. Assumendo un tale meccanismo di trasferimento delle forze è stato possibile stimare in 40 mm lo spessore richiesto alla camicia esterna in acciaio per garantire la capacità necessaria ad assorbire il massimo valore delle forze derivanti. Nei componenti in acciaio strutturale i valori delle massime tensioni sono invece concentrati nei segmenti inferiori dei diaframmi e della camicia esterna come mostrato in figura 49 e figura 50. I massimi valori di trazione e compressione

osservati per i diaframmi, si aggirano attorno a 210 e -295 MPa, mentre leggermente più elevati sono quelli osservati per la camicia esterna, rispettivamente pari a 355 e -340 MPa. In figura 51 si mostra la distribuzione delle tensioni principali nei diaframmi in acciaio, dalla quale si evince la formazione dei puntoni compressi attraverso i quali il carico applicato dagli stralli, viene trasferito da una testa-torre all'altra. I valori massimi delle tensioni di compressione risultanti si aggirano attorno a -170 MPa. Per effetto di un analogo meccanismo di trasmissione del carico, come indicato in figura 52, si creano dei puntoni compressi nel piano trasversale e localizzati nella camicia esterna in acciaio attorno ai fori dei cavedi di manutenzione degli stralli. Il massimo valore di compressione registrato in questo caso si aggira attorno a -185 MPa. Quanto sopra esposto permette di sottolineare l'importanza della completa interazione tra le solette orizzontali in calcestruzzo (provviste per definire il piano di calpestio dei

Fig. 50
Distribuzione delle tensioni -
componente SZZ - nella
camicia esterna in acciaio.

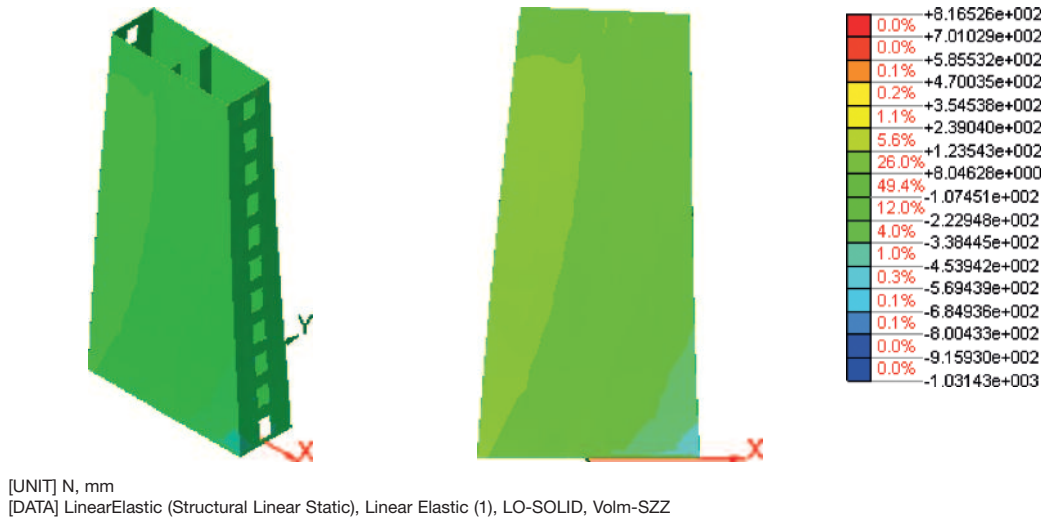


Fig. 51
Distribuzione delle tensioni
principali (P3) nei diaframmi
in acciaio.

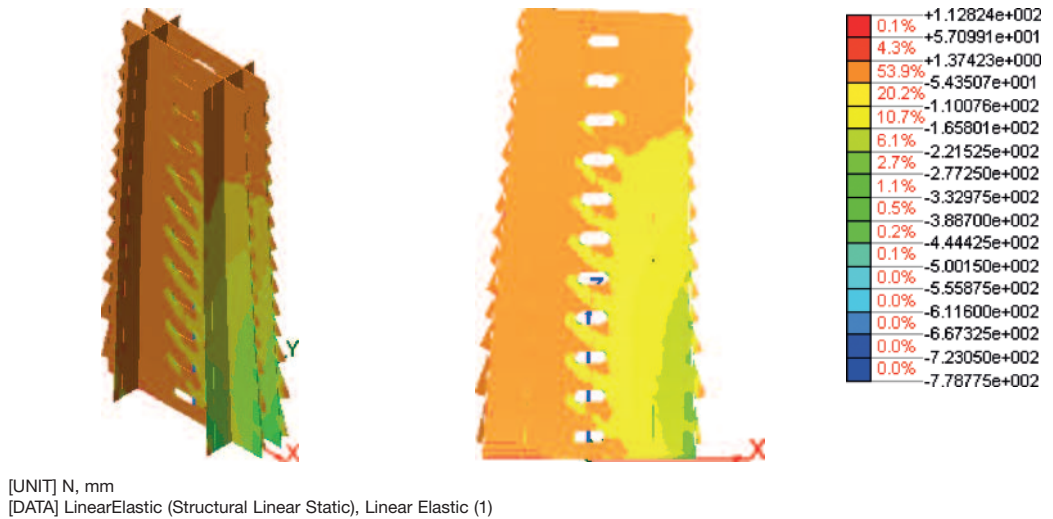
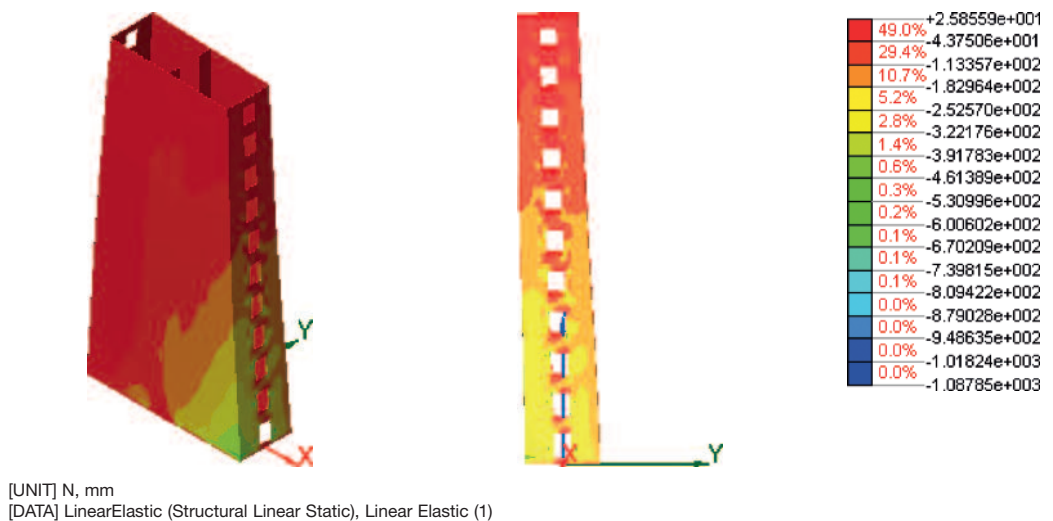


Fig. 52
Distribuzione delle tensioni
principali (P3) nella
camicia esterna in acciaio.



cavedi di manutenzione), i diaframmi e la camicia esterna in acciaio, nell'evitare fenomeni di instabilità locale di questi ultimi. In figura 53 e figura 54 si possono osservare viste ingrandite della distribuzione delle tensioni principali in sommità, alla base dei diaframmi e

nei blocchi in c.a. Le tensioni di taglio invece, non sono state ritenute significative ai fini del dimensionamento strutturale delle parti in acciaio essendo limitate a valori compresi in un intervallo tra 100 e 150 MPa. I risultati ottenuti dalle analisi elastiche della com-

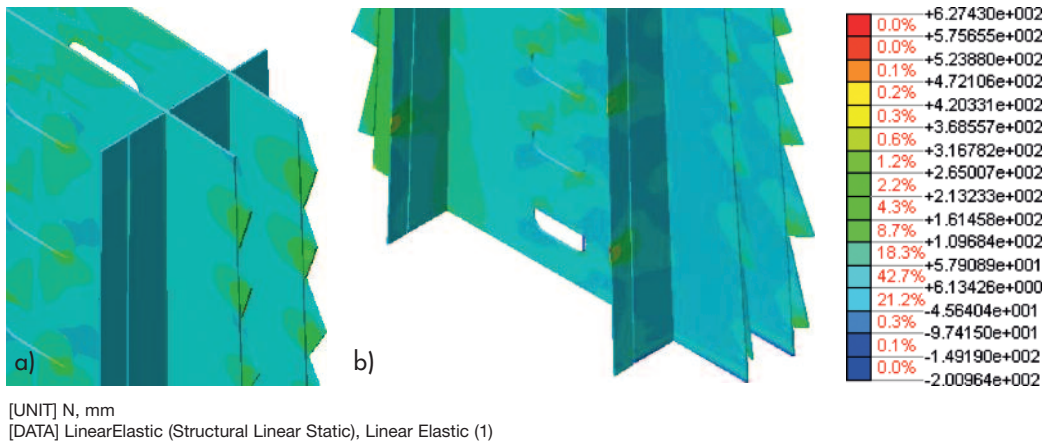


Fig. 53
Vista dettagliata della distribuzione delle tensioni principali (P1):
a) Sommità dei diaframmi in acciaio;
b) Base dei diaframmi in acciaio.

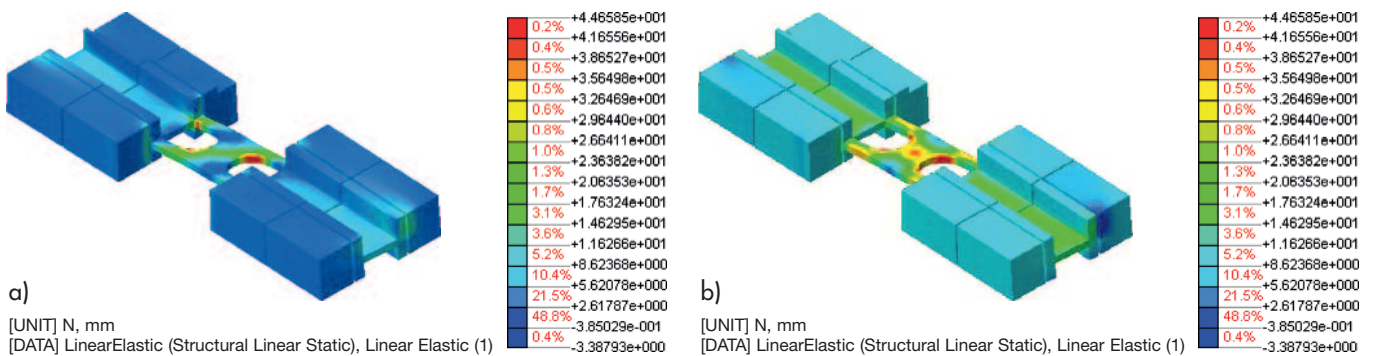
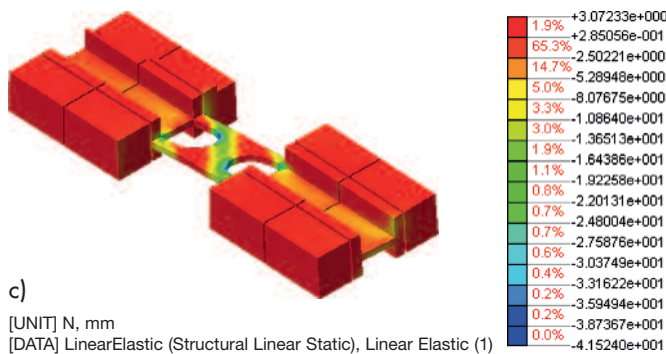


Fig. 54
Vista dettagliata della distribuzione delle tensioni principali sulle solette di collegamento di sommità:
a) Tensioni principali P1;
b) Tensioni principali P2;
c) Tensioni principali P3.



binazione di carico massimizzante gli effetti torsionali infine, indicano una significativa diminuzione delle tensioni sviluppate nei blocchi in c.a., nei diaframmi e nella camicia esterna in acciaio rispetto ai risultati ottenuti in precedenza, come è lecito attendersi dalla riduzione del carico non bilanciato applicato longitudinalmente. Viceversa, una significativa deformazione torsionale è indotta nei blocchi in c.a. particolarmente ai livelli superiori dell'elemento strutturale. Come conseguenza di tale comportamento una concentrazione leggermente maggiore di tensioni è stata osservata nei puntoni sia tesi che compressi formati nei blocchi in c.a. dove si registrano valori di trazione e compressione rispettivamente dell'ordine di 30 MPa e -25 MPa (Fig. 54). Le tensioni osservate nelle restanti parti dell'elemento strutturale sono risultate di entità inferiore

a quelle mostrate per il precedente caso di carico.

I risultati appena presentati hanno fornito inoltre un valido strumento di progetto permettendo la stima del quantitativo di armatura richiesta nelle varie sezioni composte del segmento testa-torre, per soddisfare gli obiettivi prestazionali prefissati. Per il dimensionamento delle armature si è ipotizzato che tutte le tensioni di trazione siano affidate alla camicia esterna in acciaio ed alle barre di armatura dei blocchi in c.a. Analizzando la distribuzione degli sforzi nel segmento di base è possibile stimare la distribuzione media delle tensioni dalla figura 55.

Per il caso specifico, le risultanti delle tensioni di trazione sono calcolate per il blocco in alto a sinistra della sezione di base (Fig. 55), caratterizzato da valori più gravosi degli sforzi di tra-

Fig. 55
Distribuzione della componente verticale delle tensioni SZZ nei blocchi in c.a. del segmento di base (compressione negativa, valori in $N/m^2 = 10^6$ MPa).

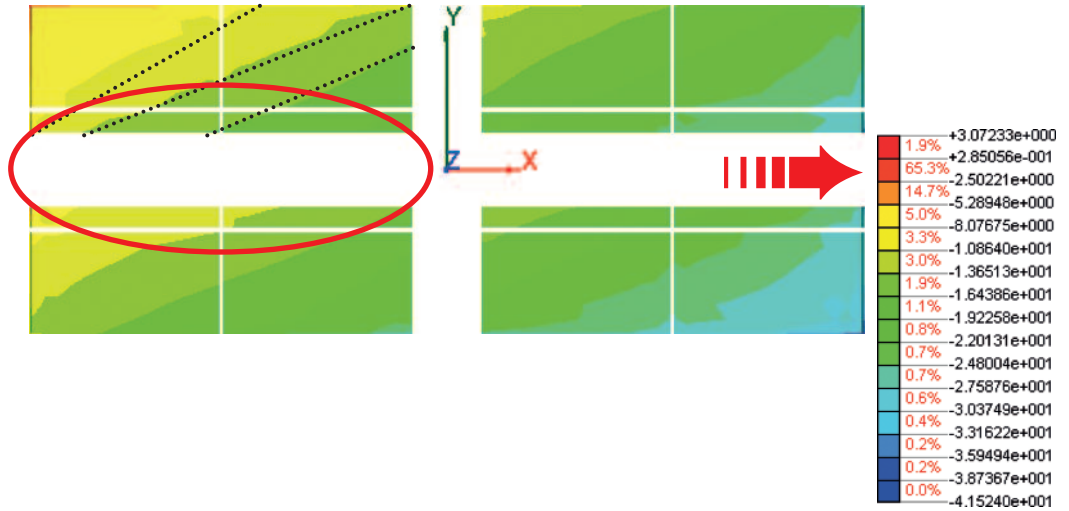
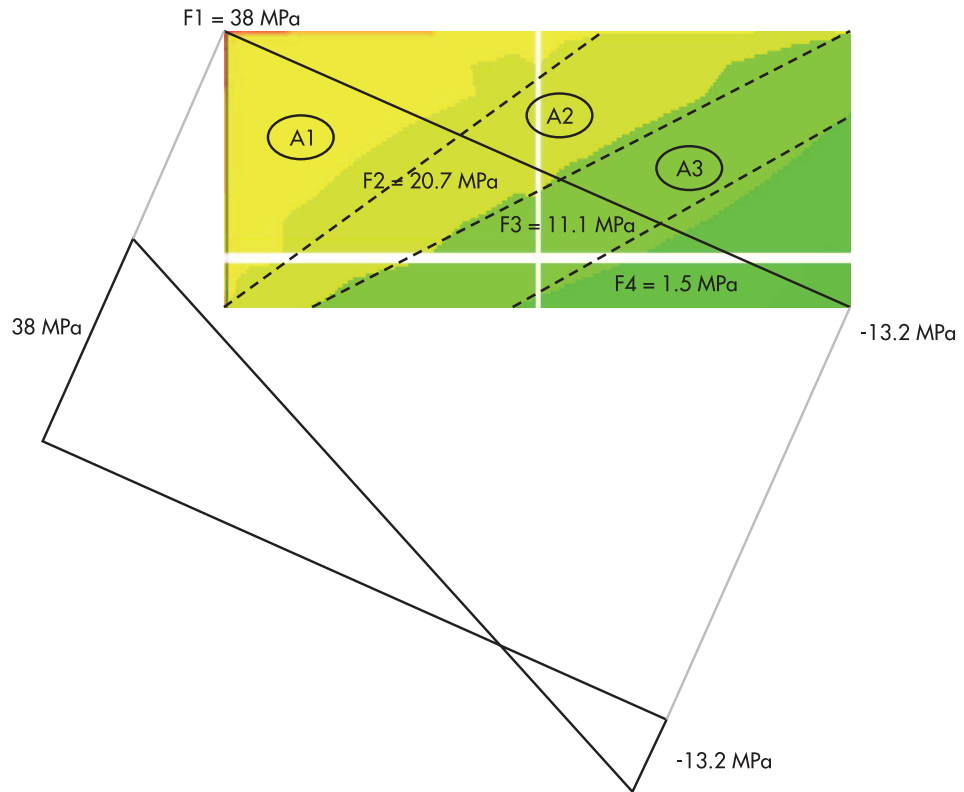


Fig. 56
Vista ingrandita della distribuzione della componente SZZ delle tensioni nel blocco in c.a. (in alto a sinistra) del segmento di base.



zione. Per le regioni caratterizzate da valori omogenei di sforzo si è proceduto al calcolo delle risultanti, come mostrato in figura 56. La forza di trazione di progetto per il blocco in c.a. considerato è calcolata come segue:

$$F_{des} = \left(\frac{F1+F2}{2}\right)A1 + \left(\frac{F2+F3}{2}\right)A2 + \left(\frac{F3+F4}{2}\right)A3 = 100 \text{ MN}$$

Calcolando il quantitativo di trazione che è possibile affidare al calcestruzzo prima del raggiun-

gimento dello stato di fessurazione, può quindi essere determinata la forza di trazione non bilanciata da utilizzare per la stima del quantitativo di armatura e per il dimensionamento delle restanti parti in acciaio strutturale (spessore di diaframmi e camicia esterna). Un'analoga procedura è stata adottata per determinare il quantitativo di armatura dei quattro blocchi tipici del segmento testa-torre procedendo per sezioni di verifica definite ogni 1.5 m (Fig. 57).

$$f_{t,conc} = f_{t,rd} (A1 + A2 + A3) = 26.43 \text{ MN}$$

(dove si è assunto $f_{t,Rd} = 4.4 \text{ MPa}$)

$$F_{des,steel} = 100 - 26.43 = 73.57 \text{ MN}$$

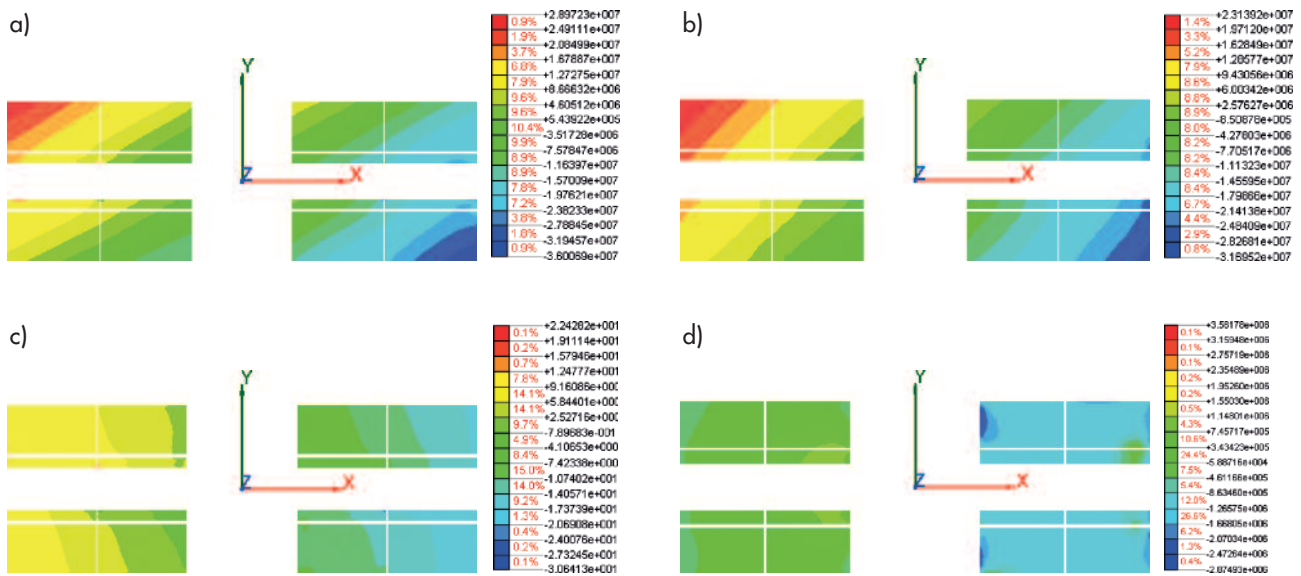


Fig. 57
Distribuzione degli tensioni SZZ:

- a) Sezione di controllo a 1.5m sopra la base;
- b) Sezione di controllo a 3 m sopra la base;
- c) Sezione di controllo a 12.5 m sopra la base;
- d) Sezione di controllo a 23 m sopra la base.

7. Conclusioni

In quest'articolo è stata sinteticamente descritta l'esperienza progettuale relativa ad un ponte strallato di grande luce localizzato in Ecuador, una regione caratterizzata da una forte sismicità. Un'attenta analisi delle strategie e dell'iter progettuale seguito nella progettazione di recenti ponti strallati di grande luce, alcuni di essi situati in zone ad elevato rischio sismico, ha permesso di proporre diverse soluzioni alle molteplici criticità che caratterizzano la progettazione di interventi di risonanza non solo tecnica ma anche politico-economica.

In primo luogo, la scelta dei codici normativi di riferimento, per quanto rappresenti un passo dovuto in qualsiasi intervento di progettazione strutturale, può esercitare una notevole influenza nella progettazione di ponti di grande luce in conseguenza dei differenti approcci adottati in diversi paesi. La completezza e il livello di sicurezza garantito dal rispetto degli Eurocodici ha

portato alla loro adozione come codice di riferimento per la progettazione strutturale del SCB. L'approccio intrapreso per la progettazione sismica, ivi incluso il dimensionamento dei dispositivi di dissipazione energetica invece, esulano dalla comune prassi progettuale e rappresenta uno dei pochi esempi di approccio globale alla progettazione sismica di un'opera infrastrutturale di simile rilevanza.

I risultati ottenuti nel corso delle analisi dinamiche non-lineari e le verifiche strutturali successivamente effettuate, hanno dimostrato la bontà della strategia di protezione sismica adottata, caratterizzata in particolare dall'applicazione del "Total suspension concept", che unitamente all'utilizzo di dispositivi di protezione e dissipazione dell'energia sismica, ha permesso di trovare il giusto compromesso tra riduzione di spostamenti e forze indotte dal sisma agli elementi strutturali assicurando, allo stesso tempo, la necessaria funzionalità del ponte in fase di esercizio.

Ringraziamenti

Gli autori desiderano ringraziare Helen Crowley, Tim Sullivan, Emilia Fiorini, Roberto Nascimbene, Davide Bolognini, Kushan Wijesundara, Vinicio Suarez, Federica Bianchi e Fabrizio Magni per il valido contributo offerto durante la progettazione del South Crossing Bridge e dunque indispensabile per la stesura del presente articolo. Si ringrazia inoltre Caterina Palmieri per il supporto nella restituzione delle immagini fotorealistiche della struttura del SCB.

Bibliografia

AASHTO LRFD (2007) - Bridge Design Specifications SI units, 4th Edition. Section 3: Loads and Load Factors.
 Abdel-Ghaffar A.M. (1991) - Cable-stayed bridges under seismic action, Cable-Stayed Bridges-Recent Developments and Their Future, Ito, M. (ed.), Elsevier Science Publishers, pp. 171-192.
 Ali H.M., Abdel-Ghaffar A.M. (1995) - Modelling the nonlinear seismic behavior of cable-stayed

bridges with passive control bearings, Computers & Structures, Vol. 54, No. 3, pp. 461-492.
 Baker J.W., Cornell C.A. (2006) - Spectral Shape, epsilon and record selection, Earthquake Engineering and Structural Dynamics; No. 35, pp. 1077-1095.
 Buckland P.G. (1991) - North American and British Long-Span Bridge Loads, Journal of Structural engineering, Vol. 117, No. 10, pp. 2972-2987.
 Calvi G.M., Sullivan T.J., Villani A. (2010) - Concep-

- tual seismic design of Cable-Stayed Bridges, *Journal of Earthquake Engineering*, No. 14, pp. 1-33.
- CEN (2005) - EN 1991 - Eurocode 1 - Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges, European Committee for Standardization, Brussels.
- CEN (2005) - EN 1992 - Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels.
- CEN (2002) - EN 1993 - Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges, European Committee for Standardization, Brussels.
- CEN (2006) - EN 1994 - Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 2: General rules and rules for Bridges, European Committee for Standardization, Brussels.
- CEN (2006) - EN 1998 - Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges, European Committee for Standardization, Brussels.
- CERESIS, Centro Regional de Sismologia para America del Sur (1996) - Actualizacion del Catalogo Sismico Regional para America del Sur, URL: <http://www.ceresis.org>.
- Combault J., Pecker A., Teyssandier J.P., Tourtois J.M. (2005) - Rion-Antirion Bridge, Greece-Concept, Design, and Construction, *Structural Engineering International*, pp. 22-27.
- CPC (1961) - Fascicule No. 61, titre II: Cahier des prescription communes applicables aux marchés des travaux publics, relevant des services de l'équipement.
- Computer and Structures (2007) - Sap 2000 v. 11: Basic analysis reference manual, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.
- CRISIS2007 v. 1.1 (2007) - Program for Computing Seismic Hazard, Engineering Institute of the UNAM. Mexico.
- Departmental standard BD 37/88 (1989) - Loads for highway bridges, Department of Transport Highways and Traffic, South Ruislip, Middlesex, England.
- Dimaté C., Drake L., Yeppez H., Ocoloa L., Rendon H., Grunthal G., Giardini D. (1999) - Seismic hazard assessment in the Northern Andes (PILOTO Project), *Annali di Geofisica*, No. 42(6), pp. 1039-1055.
- D.M. 14 gennaio 2008 (2008) - Norme Tecniche per le Costruzioni.
- fib* (2007) - Seismic bridge design and retrofit - structural solutions, State of art report, bulletin No. 39, International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Switzerland, pp. 300.
- Flint and Neill (1986) - Interim design standard: Long span bridge loading, Transport and Road Research Laboratory, Department of Transportation, Crowthorne, Berks, England.
- Gimsing N.J. (1998) - Cable Supported Bridges, concept & design, 2nd edition, John Wiley.
- Gutscher M.A., Malavieille J., Lallemand S., Collot J.Y. (1999) - Tectonic segmentation of the North Andean margin: impact of the Carnegie Ridge collision, *Earth and Planetary Science Letters*, 168, 255-270.
- Hancock J., Watson-Lamprey J., Abrahamson N.A., Bommer J.J., Markatis A., McCoy E., Mendis R. (2006) - An Improved Method of Matching Response Spectra of Recorded Earthquake Ground Motions Using Wavelets, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 10 (Special Issue 1), pp. 67-89.
- Idriss I.M., Sun J.I. (1992) - User's Manual for SHAKE91, A computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits, Program Modified based on the Original SHAKE Program Published in December 1972 by Schnabel, Lysmer and Seed.
- Kawashima K., Unjoh S., Azuta Y. (1988) - Damping characteristics of cable-stayed bridges', *Proc. 9th WCEE*, 471-476, Tokyo/Kyoto, Japan.
- MIDAS FEA v. 2.9.6 (2009) - Nonlinear and Detail FE Analysis System for Civil Structures, FEA Analysis and Algorithm Manual.
- PEER (2006) - OpenSees: Open System for Earthquake Engineering Simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M. (1996) - Seismic design and retrofit of bridges, Wiley, New York, pp. 686.
- Seismosoft (2010) - SeismoMatch: A computer program for spectrum matching of accelerograms. Disponibile in rete presso: www.seismosoft.com.
- Troitsky M.S. (1997) - Cable-stayed bridges, Crosby Lockwood Staples, London.
- Tso W.K., Zhu T.J., Heidebrecht A.C. (1992) - Engineering implication of ground motion A/V ratio, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, No. 1(3), pp. 133-44.
- Virlogeux M. (2001) - Bridges with multiple cable-stayed spans, *Structural Engineering International*, No. 11(1), pp. 61-82.
- Walther R., Houriet B., Isler W., Mota P. (1999) - Cable Stayed Bridges, 2nd edition, Thomas Telford.

Il South Crossing Bridge in numeri:

Tipologia	Ponte Strallato a quattro campate continue
Estensione Campate	416 m per le campate principali e 208 m per campate laterali, lunghezza totale pari a 1248 m;
Franco di Navigazione	50 m dal livello medio di marea del fiume;
Impalcato	Due impalcato larghi 23.80 m a 5 corsie di marcia;
Vita Utile di servizio	100 anni
AADT* <small>*(Annual Average Daily traffic)</small>	20000 unità/giorno nel 2012, 50000 unità/giorno 2062
Costo Totale Stimato	274 M-US\$ (per il ponte Strallato), 796 M-US\$ per l'intero progetto Infrastrutturale

I costi parziali relativi a opere di Fondazione, Impalcato e Torri principali sono così ripartiti:

Fondazioni (Pali e teste pali)	116
Torri e Piloni	67
Sovrastruttura (impalcato e stralli)	91
Totale (M-US\$):	274