



CONSIDERAZIONI SUL DOCUMENTO:

“CRITICITÀ DI CARATTERE STRUTTURALE CON RIFERIMENTO AL DOCUMENTO SIA – RELAZIONE AMR0971 QUADRO DI RIFERIMENTO PROGETTUALE”

di M. De Miranda, F. Mazzolani e S. Rizzo del 10 Aprile 2024

Trasmesso nell’Ambito della Procedura VIA 11169 in appendice all’osservazione prot. 0069323 del
12/4/2024



Sommario

1	Introduzione	3
2	Aspetti di scala, dimensioni e proporzioni.....	4
3	Verifiche di deformabilità e percorribilità	9
3.1	Aspetti e Verifiche di Deformabilità.....	9
3.2	Verifiche di sicurezza sulla Percorribilità ferroviaria	22
4	Stabilità aerodinamica.....	30
4.1	Prove aerodinamiche sull'impalcato	31
4.2	Prove aerodinamiche sui cavi accoppiati	33
4.3	Prove aerodinamiche sulle torri	33
5	Costruibilità	35
6	Conclusioni	36



1 INTRODUZIONE

Il percorso tecnico-amministrativo del Ponte di Messina cominciò con l'approvazione del Progetto Preliminare da parte della società concessionaria Stretto di Messina S.p.A. Il Progetto Preliminare rappresentava l'esito finale di oltre vent'anni di studi e ricerche che avevano coinvolto numerosissimi poli universitari e istituti scientifici sia italiani che esteri. Dal punto di vista amministrativo il Progetto Preliminare fu sottoposto a Conferenza dei Servizi ed ottenne inoltre il giudizio di Compatibilità Ambientale da parte del Ministero dell'Ambiente nel 2003.

Nel 2006, a seguito di una gara di appalto internazionale, la Società Concessionaria affidò al contraente generale Eurolink S.C.p.A. l'appalto che comprendeva lo sviluppo del Progetto Definitivo e l'esecuzione dei lavori, salvo poi non impartire l'Ordine di Inizio Attività fino al settembre del 2009, data in cui Eurolink cominciò effettivamente a sviluppare il Progetto Definitivo, giungendo all'approvazione da parte della Stretto di Messina S.p.A. nel luglio del 2011. Per quanto atteneva l'Opera di Attraversamento, il Progetto Definitivo confermò quanto previsto nel Preliminare senza varianti sostanziali; d'altro canto, furono introdotte notevoli variazioni ai collegamenti stradali e ferroviari includendo, tra le altre cose, tre nuove stazioni ferroviarie a Messina. Nel 2011 il Progetto Definitivo fu quindi sottoposto nuovamente a Conferenza dei Servizi e Valutazione di Impatto Ambientale, aventi il duplice scopo di confermare l'ottemperanza rispetto alle prescrizioni impartite sul Progetto Preliminare nel 2003 oltre che di approvare le varianti introdotte successivamente.

Tra il 2011 e il 2012, in risposta alle richieste della Commissione Tecnica di V.I.A., Eurolink sviluppò alcune modifiche al Progetto, riguardanti in particolare alcuni interventi di riambientalizzazione e di ripascimento dei litorali, oltre che l'aggiornamento delle Valutazioni di Incidenza Ambientale rispetto alle Zone di Protezione Speciale che nel frattempo erano state create in attuazione della direttiva europea Natura 2000.

L'iter autorizzativo del Progetto Definitivo restò tuttavia inconcluso in quanto nel marzo del 2013 il Ministero dell'Ambiente pubblico un parere in cui venivano richiesti maggiori approfondimenti, richieste a cui non fu possibile dare seguito in quanto nel novembre 2012 fu approvato un Decreto Legge che sospendeva gli effetti di tutti i contratti stipulati dalla Stretto di Messina S.p.A., incluso ovviamente quello con il Contraente Generale Eurolink.

Oggi, secondo le previsioni del D.Lgs 35 del 31 marzo 2023 poi convertito in Legge n. 58 del 30 maggio 2023, Eurolink ha integrato il Progetto Definitivo con una Relazione del Progettista, che indica tutte le prescrizioni da sviluppare nel Progetto Esecutivo al fine di adeguarlo alle normative vigenti ed elevarlo allo stato dell'arte.

La Relazione del Progettista, facente parte di un pacchetto di quasi 600 nuovi elaborati progettuali sviluppati da Eurolink in questa fase, è stata approvata da Stretto di Messina S.p.A. il 15 febbraio 2023 e successivamente trasmessa al Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ed al Ministero dell'Ambiente e della Sicurezza Energetica al fine di riprendere l'iter autorizzativo del Progetto Definitivo nelle modalità previste dalla Legge n. 58 e che si concluderà auspicabilmente con la delibera del CIPESS che autorizzerà la realizzazione dell'opera.

Tanto premesso, si vuole in primo luogo esprimere un ringraziamento per lo spirito costruttivo con il quale è stato inviato questo contributo di analisi e di riflessione sul comportamento del ponte sospeso a campata unica di 3300 m. E' indispensabile tuttavia rappresentare immediatamente come gli argomenti proposti ricadano in un ambito del quale la Stretto di Messina S.p.A. (SdM) ha una profonda conoscenza: non va dimenticato che il progetto del 2011 è la conclusione di un lungo processo di studi, analisi, prove sperimentali e progettazione, prima di massima poi preliminare poi definitiva, che si è svolto in alcune decine di anni con la partecipazione

delle migliori capacità internazionali dell'ingegneria dei grandi ponti. In questo processo è stata sempre presente piena consapevolezza dei temi di cui si parla, con un crescente accumulo di conoscenze e di risultati.

Il presente documento fornisce informazioni e commenti sui punti specifici sollevati dagli estensori, piccola parte della messe di risultati raggiunti nel processo cui si è fatto cenno, che è assai superiore a quanto non possa essere esposto in queste brevi pagine e che porta la SdM ad avere ferma convinzione positiva sugli importanti punti delineati dagli estensori: la “**assoluta sicurezza**” e la “**robusta fattibilità**”, condizioni essenziali per la realizzazione di qualsiasi opera, a maggior ragione per una di tale portata, e d'altronde del tutto intrinseca al raggiungimento del livello di progettazione definitiva, che non potrebbe essere raggiunto altrimenti.

Si è fiduciosi che queste righe contribuiscano alla condivisione di queste conclusioni con la comunità tecnica nazionale, una volta che essa abbia raggiunto una maggiore contezza dell'imponente mole di lavoro svolto.

2 ASPETTI DI SCALA, DIMENSIONI E PROPORZIONI

Sui dati forniti e solo per cronaca, senza che questo cambi il quadro generale, si ritiene utile far osservare che nella tabella mancano alcune opere rilevanti. Ci si riferisce in particolare al ponte Yi Sun Sin in Corea del 2012 di 1545 m di luce, la cui importanza nel contesto non sta tanto nelle dimensioni ma nel fatto che si tratta di una delle prime significative applicazioni indipendenti di impalcato a cassone multiplo, derivata dagli studi effettuati per il ponte sullo Stretto. Per una lista accurata è poi sufficiente consultare [https://en.wikipedia.org/wiki/List_of_longest_suspension_bridge_spans#:~:text=Currently%2C%20the%201915%20%C3%87anakkale%20Bridge,1%2C991%20metres%20\(6%2C532%20ft\).](https://en.wikipedia.org/wiki/List_of_longest_suspension_bridge_spans#:~:text=Currently%2C%20the%201915%20%C3%87anakkale%20Bridge,1%2C991%20metres%20(6%2C532%20ft).)

Nell'elenco dei ponti ferroviari non sono poi indicati alcuni ponti recenti costruiti in Cina, tra i quali si ritiene particolarmente significativo il Wufengshan Yangtze River bridge, completato nel 2020 con luce di 1092 m, il quale è caratterizzato da una linea ferroviaria a doppio binario ad alta velocità (250 km/h), oltre che di una linea ferroviaria ordinaria sempre a doppio binario, oltre che di una autostrada ad otto corsie di marcia.

Vale poi la pena di aggiungere che sono attualmente in costruzione diversi ponti ferroviari con luci superiori ai 1000 m, tra cui il notevole Xiyoumen road and rail bridge, con luce di 1488 m, a schema ibrido strallato-sospeso, similmente al citato terzo ponte sul Bosforo (ponte Yavuz Sultan Selim), ma in questo caso con impalcato a cassone multiplo con sezione assai simile a quella del ponte sullo Stretto.

Entrando poi nel merito tecnico, viene nel documento ricevuto affermato che “*un parametro indicativo delle sue prestazioni strutturali è dato dal rapporto (H/L) fra l'altezza dell'impalcato (H) e la lunghezza della campata più lunga (L)*”. Questa visione è assolutamente non condivisibile per i ponti sospesi e largamente superata in tutto lo stato dell'arte internazionale. Il parametro indicato è valido quando la prestazione strutturale è principalmente associata a comportamento flessionale degli impalcato, in quanto riflette il rapporto fra braccio delle forze interne (dello stesso ordine di grandezza di H) e braccio delle forze esterne (dello stesso ordine di grandezza di L). Considerazioni analoghe varrebbero per il comportamento torsionale, con parametri in parte diversi. Nei ponti sospesi di luce superiore a poche centinaia di metri il contributo flessionale alla rigidità globale è secondario, altro fatto ben noto nello stato dell'arte internazionale sin dalla prima metà del secolo scorso, con la funzione dell'impalcato che non è quella di fornire rigidità globale, come viene in qualche misura riconosciuto dagli stessi estensori, ma, in estrema sintesi, di:

- Portare le azioni dirette da traffico e distribuirle localmente fra i pendini.
- Contribuire alla separazione delle frequenze critiche associate all'instabilità, soprattutto in relazione alla sua rigidità torsionale e non a quella flessionale. Si ricorda che la separazione di frequenze è comunque

intrinseca a prescindere dal ruolo dell'impalcato, in quanto connessa alla diversa distribuzione inerziale delle masse dell'impalcato e dei cavi.

- Quanto sopra, mantenendo il più possibile ridotte le azioni del vento ed evitando geometrie che possano essere prone ai diversi possibili tipi di instabilità o vibrazioni associate alle azioni del vento stesse.

Sarebbe troppo lungo entrare qui in una disamina dettagliata delle concezioni che hanno portato alle configurazioni di impalcato corrispondenti ai ponti di Fig. 2.2 del documento, trattandosi peraltro di fatti ben conosciuti nel settore. Si osserva soltanto che le snellezze indicate sono associate a concezioni diverse, fatto reso evidente dai molto diversi rapporti presenti in ponti di luce simile: ad esempio, se il parametro H/L fosse veramente significativo, come si giustificerebbero i valori che hanno il secondo ponte sul Bosforo di 1090 m di luce e H/L pari a circa 360 e il ponte sospeso sul Forth in Scozia di 1008 m di luce e H/L pari a circa 120? Entrambi i ponti sono efficacemente in servizio da decine di anni e mai hanno manifestato problemi di instabilità o deformabilità. Incomprensibile? No, molto semplice: i due impalcati sono di concezione molto diversa, il primo con cassone "alare" a lastra ortotropa, il secondo reticolare di grande rigidità, corrispondono a due diverse concezioni entrambe di adeguate prestazioni su quella luce. Vale appena la pena di aggiungere che i progettisti delle due opere sono gli stessi, sono stati i protagonisti della evoluzione della tipologia dei ponti sospesi e con i loro tecnici più significativi hanno partecipato alla concezione del ponte sullo Stretto.

Volendo estremizzare queste considerazioni, ben consapevoli delle differenze del caso, come si giustificerebbero allora passerelle pedonali sospese ormai molto diffuse, vedi ad esempio il Charles Kuonen in Svizzera, luce 494 m e H/L attorno a 1500?? La risposta è semplice: il parametro H/L è ben poco significativo per questo tipo di ponti, la cui rigidità globale è associata a quella geometrica dei cavi, anche questo fatto che i redattori riconoscono. Quel che rileva è ben altro che il parametro H/L e ben più complesso, nell'ambito dei minimi cenni qui forniti.

Si ritiene di aggiungere che se si vuole vedere una grandezza meglio associata al comportamento strutturale globale dell'opera quel che va eventualmente preso a riferimento, sempre in relazione ai rapporti fra braccio delle forze interne primarie e braccio delle forze esterne, è eventualmente il rapporto luce/freccia del cavo principale, che per i ponti sospesi tipicamente varia in modo molto limitato e si colloca fra 9 e 12 a seconda delle scuole e delle concezioni, con quello più classico, proprio di molti ponti statunitensi, pari a 10. Per il ponte di Messina questo parametro vale circa 10.5: si tratta quindi di un cavo leggermente più "teso" di quelli classici, malgrado la grande luce. Un cavo più teso è anche più rigido, per maggiore rigidità geometrica, a dimostrazione della attenzione posta a questo aspetto nel progetto.

Proseguendo nella disamina del contributo, viene riportato il caso del ponte di Tacoma fornendo alcune informazioni in sé esatte, ma che potrebbero far ritenere che, a parere dei redattori, il crollo del ponte di Tacoma sia associato alla eccessiva snellezza di 355, peraltro assai prossima a quella di ponti in servizio e inferiore a quella del ponte "1915" sui Dardanelli, che verrà riportata più avanti. Si sottolinea che tale attribuzione causale non viene esplicitamente affermata, ma solo potenzialmente adombrata e se tale non fosse l'intenzione ci si scusa con gli estensori. Va comunque chiarito che il crollo del Tacoma è da associare non alla snellezza, cosa che sarebbe un grossolano errore, ma alle caratteristiche aerodinamiche dell'impalcato, particolarmente negative: è infatti proprio questa la primaria "lesson learned" nello stato dell'arte internazionale che sull'argomento ha prodotto letteratura vasta e dettagliatissima. Si può oggi affermare con assoluta certezza che, se il Tacoma avesse avuto, a parità di rapporto H/L, un impalcato a cassone alare a lastra ortotropa come quello del Severn o dei moltissimi ponti simili nel mondo, lo avremmo ancora efficacemente in servizio.

La successiva affermazione, generale quanto generica, secondo la quale "Per i ponti stradali e ferroviari una elevata snellezza rende la struttura eccessivamente deformabile ed incompatibile con il percorso dei treni per gli spostamenti laterali che possono raggiungere varie decine di metri. Il che comporta inevitabilmente che il

ponete debba restare chiuso al traffico per lunghi periodi dell'anno" **è semplicemente e sorprendentemente falsa** e dimostra ben modesta conoscenza dell'argomento e di quanto avviene nel mondo. I ponti sospesi ferroviari esistenti non hanno alcuna interruzione significativa di esercizio e quelle rarissime che avvengono sono eventualmente connesse alle condizioni meteorologiche in sé e non al comportamento dei ponti. Lo stesso mostrano gli studi e le simulazioni condotte in proposito per il ponte sullo Stretto.

Nel documento vengono successivamente espone alcune considerazioni relative ai ponti Akashi in Giappone e Storebaelt in Danimarca. Viene dapprima ricordato come la luce del ponte sull' Akashi sia stata da poco superata da quella del ponte "1915" sui Dardanelli, non esponendo il rapporto H/L per quest'ultimo, che è pari a circa 580, ben superiore a quella dei ponti precedenti senza che questo causi alcun problema, a conferma della irrilevanza diretta di questo parametro nella concezione complessiva dell'opera.

Relativamente al ponte sull' Akashi viene affermato che *"era stato previsto in origine con una doppia careggiata superiore e inferiore sia stradale che ferroviaria; ma all'ultimo momento gli ingegneri giapponesi hanno deciso di eliminare il passaggio della ferrovia"*. Affermazione in sé corretta: sarà però bene esporre come il progetto dell'attraversamento Honshu-Shikoku si è sviluppato. Obiettivo generale fu a suo tempo, si parla degli anni '70, di favorire un trasferimento di popolazione dalla densa isola principale di Honshu alla meno popolata quarta isola del Giappone, appunto Shikoku. Per questo è stato intrapreso un colossale progetto comprendente ben tre linee di collegamento, collocate nelle porzioni Est (Kobe-Awaji-Naruto Expressway, con lo stretto dell' Akashi), centrale (Seto-Chūō Expressway) e Ovest (Nishiseto Expressway). In una prima ipotesi, degli anni '70, fu previsto un collegamento ferroviario sull'allineamento Est, che lo avrebbe collocato alla minore distanza dalla conurbazione Kobe-Osaka ma sarebbe stato decentrato rispetto alle maggiori città di Shikoku. In questo ambito fu sviluppato il progetto del ponte sospeso stradale e ferroviario sull' Akashi, che avrebbe avuto 1780 m di luce. Successivamente si ritenne, per motivazioni di carattere esclusivamente trasportistico, di collocare il collegamento ferroviario sulla connessione centrale, con migliore distribuzione delle tratte interne. Per favorire lo sviluppo anche del trasporto ferroviario la linea centrale fu realizzata per prima e completata nel 1988, con la presenza di tre ponti sospesi ferroviari (Shimotsui Seto, Kita Bisan Seto e Minami Bisan Seto), tutti progettati e dimensionati per quattro binari, due dedicati al traffico ordinario e due alla alta velocità, ad oggi non attivata, che in Giappone ha scartamento diverso. La fonte di quanto brevemente esposto è diretta: si tratta di informazioni ricevute nell'ambito di incontri tecnici fra la SdM e la Honshu Shikoku Bridge Authority (HSBA) avvenuti presso la sede di quest'ultima già nel 1985, a dimostrazione dell'attenzione posta agli sviluppi internazionali da parte della SdM. Fu in quell'occasione anche esaminata la soluzione ferroviaria per l' Akashi, sulla fattibilità della quale la HSBA si è espressa, a specifica domanda, in modo del tutto positivo, confermandola in pieno. La motivazione è quindi trasportistica e non di inopportunità o infattibilità tecnica.

Per il ponte sullo Storebaelt nel documento si afferma poi che *"sul ponte sospeso viene convogliato il traffico automobilistico, mentre i treni vengono deviati e spediti in un tunnel profondo scavato sotto il livello del mare (Fig. 2.3). Certamente questa scelta apparirebbe al profano del tutto irrazionale e stupidamente dispendiosa. La spiegazione logica è che si è preferito spendere più del doppio in lavori, piuttosto che far passare il treno su un ponte con luce di 1624 m e snellezza pari a 374"*. La *"spiegazione logica"* è però del tutto fuori strada, anche se si può comprendere che un "profano" la possa fare propria ... dimenticando quanto possano essere complesse le motivazioni politiche. Studi approfonditi su una soluzione di ponte sospeso stradale e ferroviario per l'attraversamento dello Storebaelt sono stati condotti sin dagli anni '70 e hanno portato alla definizione, come soluzione tecnica preferita e di minore costo da parte della concessionaria Storebaelt A/S (ora Sund&Belt A/S), di un ponte sospeso stradale e ferroviario di 1416 m di luce. Questa soluzione viene descritta con una certa ampiezza nella prima edizione del 1983 del noto testo di N.J. Gimsing "Cable Supported Bridges" dove, a proposito della questione "snellezza" si legge fra l'altro " ... it was revealed during the investigations that more problems arose from using a deep stiffening truss than a slender one. It was found that the deformation of the cable systems forced the stiffening truss into a curvature that was almost

independent of the truss depth It must, however, be emphasized that these conclusions are valid only for the long span in question and not for suspension bridges with more moderate span lengths". Analoghi riferimenti si trovano in (K. H. Ostefeld "Evolution of suspension bridges", Hormigon y Acero, 2019), dove fra l'altro si legge "*The continued studies concluded that a relatively long and heavy suspension span would actually generate a corresponding very desirable high main cable force which would be advantageous for sustaining relatively high concentrated train loads with reasonable deflections, and thus it was determined that a 1416 m double deck suspension span with dual railway tracks on the lower deck and a 6 lane motorway on upper deck would be feasible and meet railway stiffness criteria the selected 1416 m span was a reasonable technical and economical optimum ... The Great Belt Project was developed ready for construction in 1978, when the 2nd energy/economic crisis struck, and the project was shelved for another 8 years ... The Great Belt Bridge project was relaunched in June 1986 and this time with a requirement for a separate railway tunnel and 4 lane motorway bridge instead of the previous rail cum road bridge for 1978*". La decisione di separare la parte stradale da quella ferroviaria, collocata in tunnel, fu infatti non tecnica, ma di politica dei trasporti. L'intenzione del governo danese del tempo fu di realizzare prima il tunnel ferroviario ed aprirlo al traffico, in modo da dare impulso al trasporto su ferro allora poco sviluppato nella Danimarca insulare, per poi seguire con il collegamento stradale. Il piano fallì, causa notevolissimi ritardi nella realizzazione del tunnel, ma questo è qui di poco interesse. Conferma che si è trattato di una decisione politica e non tecnica può essere ampiamente riscontrato nella stampa danese del periodo, ma lo dice anche lo stesso prof. Gimsing nelle versioni più recenti dello stesso testo con coautore C. Georgakis, ove si legge "... *The studies for a combined road and rail bridge across the eastern channel of the Storebaelt later become superfluous as it was decided by the politicians that the crossing should have separate road and railway links with the railway in a tunnel and the road on a bridge ...*". Il prof. Gimsing, che si ricorda aver fatto parte della Consulta Estera per gli studi di fattibilità per l'attraversamento dello Stretto, ha sempre confermato la piena fattibilità e convenienza tecnico-economica della soluzione ponte stradale e ferroviario per quell'opera, come per lo Stretto o per altre situazioni analoghe.

Il paragrafo si conclude mostrando un grafico che riporta l'andamento delle luci di ponti sospesi nel tempo, sottolineando il significativo incremento che quella prevista per il ponte di Messina comporterebbe, con espressioni come " *Per rendersi conto dell'improponibilità di questa soluzione (la campata unica per lo Stretto, ndr), basta guardare il grafico di Fig. 2.6, che mostra la crescita della luce dei ponti ...* " e " ... *un'impennata ad andamento iperbolico, crescita che non ha mai trovato riscontro nell'evoluzione dei ponti. L'impennata della curva è impressionante e non è sostenuta da nessuna considerazione tecnica che la possa giustificare ...*".

Certo, se gli estensori del documento ritengono che non possano sussistere considerazioni tecniche tali da giustificare la fattibilità della soluzione a campata unica non saranno queste poche pagine a poter far loro mutare visione, come non lo saranno le decine di anni di studi, sperimentazioni ed analisi, il coinvolgimento dei migliori nomi della ingegneria mondiale e delle società di ingegneria e di costruzioni di maggiore esperienza al mondo che la hanno convalidata ed apprezzata, né i numerosissimi test sperimentali, né le decine di migliaia di pagine e documenti del progetto definitivo pure redatto e verificato dalla più evoluta ingegneria internazionale.

Il commento a questo tipo di approccio è che si tratta di un modo di pensare tanto qualitativo da divenire superficiale, non degno di un obbiettivo ambiente tecnico scientifico. Sarebbe fin troppo facile rispondere, allo stesso livello culturale, che quanto affermato è falso: incrementi molto rapidi di luci sono invece avvenuti nella storia dei ponti sospesi e non sono stati inclusi, volontariamente o meno, nel grafico mostrato. L'incremento per il ponte sullo Stretto sarebbe del 63% rispetto al "1915", senza considerare che risulta attualmente in costruzione in Cina un ponte di luce 2300 m, lo Zhang-Jing-Gao, con completamento previsto nel 2028, rispetto al quale l'incremento di luce risulterebbe del 43%. Tali valori non sono certo diversi dal progresso avvenuto fra il 1929 e il 1931 con i ponti Ambassador e George Washington (incremento 89%) o fra il ponte



sull'Humber e l'Akashi (41%) o, in un passato più lontano, fra il Menai e il ponte sulla Sarine (53%). Circostanze analoghe si riscontrano in altri ambiti dell'ingegneria civile: fra i più famosi l'incremento di altezza dei grattacieli, che in tempi relativamente recenti ha avuto andamento regolare, per poi vedere nel 2010 una impennata del 63% con la realizzazione del Burj Khalifa.

Significa qualcosa tutto questo? Occorre rispondere con chiarezza di no, queste considerazioni esteriori sono fallaci sia in una direzione che nell'altra e dicono molto poco al tecnico attento. Che in passato ci siano stati rapidi incrementi di luci di ponti sospesi o di grattacieli non dimostra la fattibilità del ponte a campata unica sullo Stretto, come il fatto che negli ultimi anni l'incremento è stato graduale non prova il contrario!

Occorre invece comprendere le basi tecniche di quanto avvenuto, quantificare i fenomeni rilevanti e circostanziare in modo approfondito il possibile o impossibile progresso, accettando le evidenze obbiettive di studi, analisi e sperimentazioni, con il loro esatto valore nel contesto scientifico in cui si collocano, per non parlare di quello sociale, economico e finanziario. In altre parole, seguire un approccio scientifico e non una preconcetta superficialità da comunicazione "social".

Molto si potrebbe aggiungere sulle considerazioni finali a proposito della Rivoluzione Industriale e dell'avvento dell'acciaio come materiale strutturale, ma ci si limiterà ad un punto: gli estensori affermano che oggi non sono avvenute "rivoluzioni" di pari portata. Non si è tanto presuntuosi da volerle definire rivoluzioni, ma il progresso nella comprensione dei fenomeni aeroelastici, della progettazione per prevenirli e delle capacità di simulazione numerica connesse allo sviluppo dell'informatica sono tanto significativi da dare ben solide basi al progetto del ponte sullo Stretto.

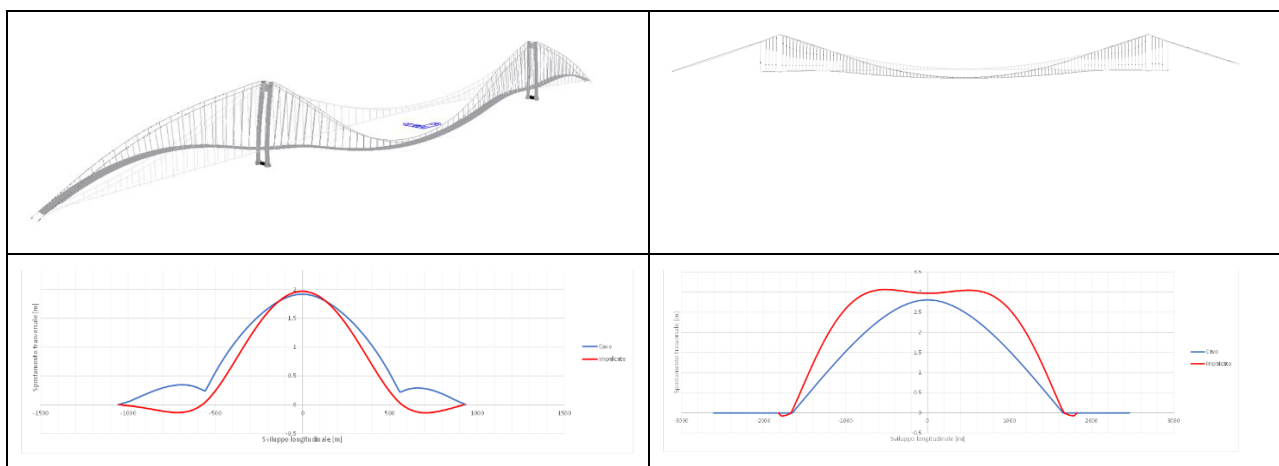
3 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ E PERCORRIBILITÀ

3.1 ASPETTI E VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

In una prima parte gli estensori esprimono alcune considerazioni sulla deformabilità dei ponti sospesi, in modo puramente qualitativo e con visioni che non possono, purtroppo, che essere definite superficiali e obsolete. Molte delle affermazioni riportate sono infatti discutibili: già qualcosa si è detto a proposito del fatto che la funzione di una travata irrigidente non è, per ponti di luce superiore a poche centinaia di metri, quella di “*sopperire a questa carenza di rigidità*”, visto che la rigidità geometrica è comunque dominante per tutti i comportamenti statici globali, ma quella di contribuire alla separazione delle frequenze modali critiche per impalcati che non siano di forma intrinsecamente stabile.

Si afferma poi che la campata unica per lo Stretto presenterebbe una “*molto elevata deformabilità*” a causa della snellezza dell’impalcato, per poi asserire anche che “*... un ponte di grande luce, pur considerando ... il conseguente aumento della rigidità geometrica, presenta una deformabilità proporzionale alla luce, e quindi ancora maggiormente elevata.*”. Ci si chiede quali analisi abbiano condotto i redattori per sostanziare le loro affermazioni: si mostra qui qualche semplice esempio: nei grafici che seguono sono riportate le deformate di due ponti sospesi, corrispondenti al ponte sullo Stretto di 3300 m di luce e ad un ponte con impalcato alare a cassone a lastra ortotropa di 1120 m di luce, quindi di circa un terzo. Le due condizioni di carico esemplificate sono rispettivamente:

- Un carico verticale uniforme sull’impalcato di 4 t/m collocato sui due terzi della campata centrale
- Un carico orizzontale uniforme sulla intera estensione dell’impalcato, corrispondente per entrambi i ponti ad una velocità del vento di 130 km/h.



Ove le affermazioni degli estensori fossero esatte ci si dovrebbero attendere per il ponte sullo Stretto spostamenti tripli, mentre i valori corretti sono, nella consapevolezza che il confronto avviene fra un ponte anche ferroviario e uno solo stradale:

- Per la condizione di carico verticale lo spostamento massimo del ponte da 1120 m è di 3.2 m, mentre per il ponte sullo Stretto è di 3.1 m, quindi addirittura inferiore. Questo, si noti, malgrado la quantità complessiva di carico sia molto superiore, si tratta di circa 3000 t totali per il ponte più piccolo e di circa 9000 t totali per quello sullo Stretto. Se il confronto fosse stato a parità di carico applicato lo spostamento del ponte sullo Stretto sarebbe stato circa la metà di quello del ponte da 1120 m.

- Per la condizione di carico orizzontale lo spostamento massimo del ponte da 1120 m è di 2 m, mentre per il ponte sullo Stretto è di 3.5m, quindi in questo caso maggiore ma ben lontano dal triplo che gli estensori si attenderebbero. Questo diverso rapporto per carichi orizzontali dipende in massima parte dall'effetto delle campate laterali, assenti per il ponte sullo Stretto, poi da diversi coefficienti di drag dei due impalcati e in piccola parte dalla diversa lunghezza dei pendini.

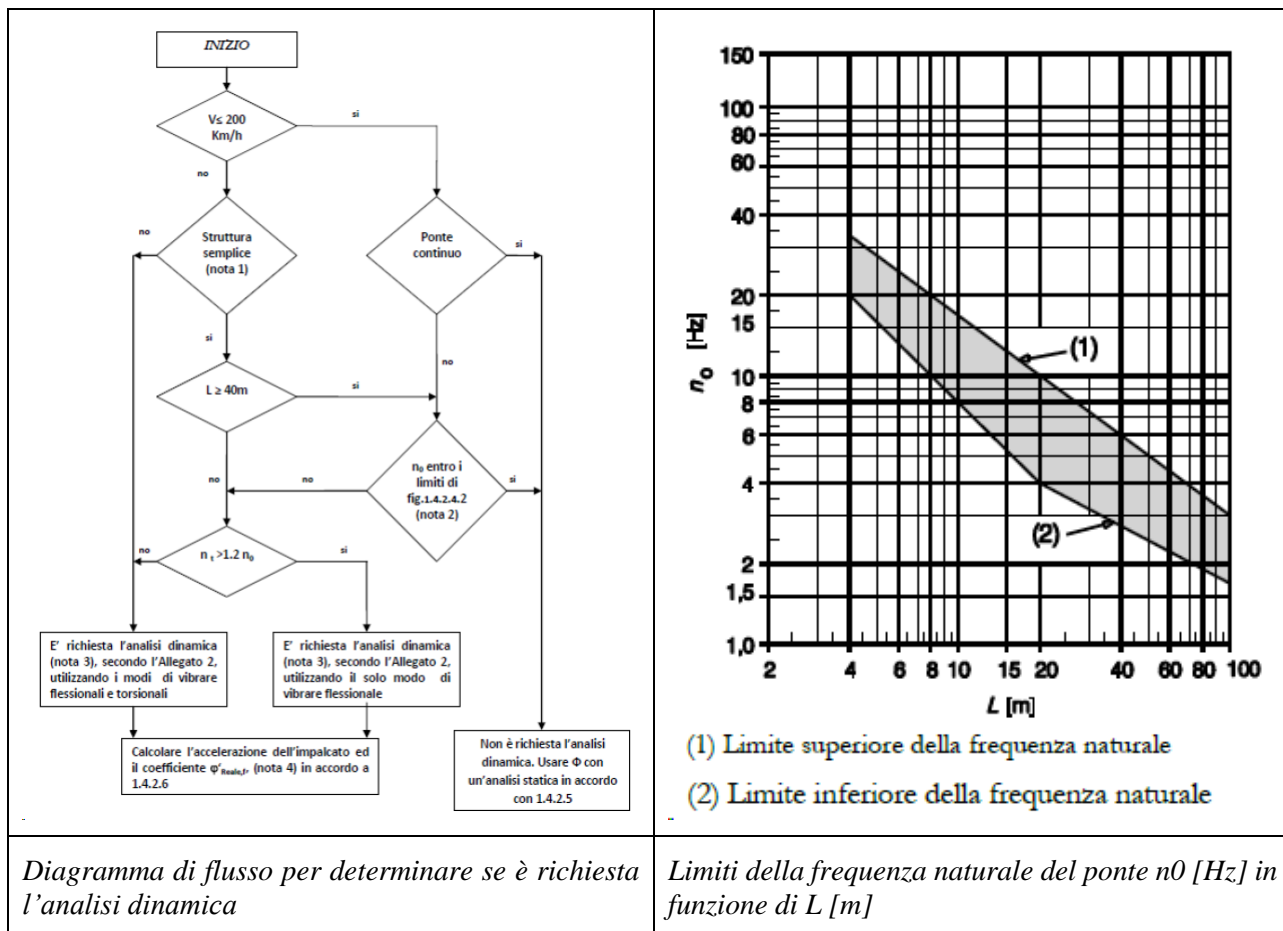
Molti potrebbero essere i confronti quantitativi analoghi, con la chiara indicazione che l'affermazione degli estensori è errata. La motivazione sta nel non aver tenuto conto che la rigidità geometrica, a causa della crescita più che proporzionale dell'area dei cavi, cresce in modo più che proporzionale alla luce e compensa, del tutto o in larga parte a seconda delle condizioni, l'incremento dimensionale. Al contrario, il contributo della travata irrigidente, essendo legato al comportamento flessionale della stessa, decresce come noto proporzionalmente a potenze di ordine superiore della luce, tanto da diventare secondario già per luci nell'ordine dei 1000 m, specialmente per impalcati alari a lastra ortotropa.

Quel che tuttavia è più importante sta nel fatto che **spostamenti analoghi su luci maggiori implicano che siano tutte tipicamente inferiori le grandezze derivate**: ossia in questo campo dimensionale **con il crescere della luce decrescono pendenze, rotazioni, sghembi e grandezze simili, con gli evidenti vantaggi per le prestazioni ferroviarie**. Questo comportamento è d'altra parte ben noto nel settore, con pubblicazioni in proposito che risalgono agli anni '70 del secolo scorso. Considerazioni analoghe si possono fare per grandezze dinamiche, quali velocità, accelerazioni e percorse, con il diminuire delle frequenze proprie.

Questi comportamenti sono stati indagati dettagliatamente sin dai primi studi di fattibilità effettuati sull'attraversamento stabile dello Stretto di Messina, prima nell'ambito del Gruppo Ponte di Messina e successivamente dalla stessa società Stretto di Messina. Bisogna infatti ricordare come, all'epoca, gli esempi di ponti sospesi a servizio di linee ferroviarie fossero pochi e di luci limitate, ad esempio il Manhattan Bridge a New York. Negli stessi anni furono progettati e poi realizzati in Giappone i ponti sospesi sulla linea Kojima-Sakaide, parte del progetto Honshu-Shikoku già citato prima, tra cui Minami-Bisan-Seto Bridge con luce massima di 1100 m, i quali hanno peraltro dimostrato comportamenti più che soddisfacenti in servizio a partire dal loro completamento nel 1988 e in linea con le previsioni progettuali. Gli studi condotti nel frattempo per il Ponte di Messina, supportati anche delle esperienze maturate sui citati ponti Giapponesi, hanno infatti evidenziato come la deformabilità dei ponti sospesi al crescere della luce dipendesse sostanzialmente dalla rigidità geometrica dei cavi, diventando progressivamente meno rilevante ed evidenziando anche un cosiddetto "effetto di scala" legato alla proporzione dei carichi ferroviari sul totale del carico sostenuto dal ponte, proporzione che risulta chiaramente decrescente all'aumentare della luce. Infatti, bisogna ricordare come l'entità dei carichi ferroviari risulti nella realtà limitata sia in termini di carichi massimi per assale e per unità di lunghezza, a causa della capacità del sistema di armamento, sia in termini di peso totale e lunghezza massima dei treni, per via della capacità di trazione dei locomotori e delle lunghezze effettivamente disponibili nelle stazioni e negli scali merci. In conseguenza dell'interazione tra la rigidità dell'opera e l'entità dei carichi ferroviari, si è potuto valutare come la deformabilità dell'opera divenisse progressivamente meno significativa ai fini della percorribilità ferroviaria all'aumentare della luce, evidenziando in particolare come per luci nell'ordine dei 1000-1500 m le pendenze longitudinali derivate dalle deformazioni sotto carico fossero invece maggiormente rilevanti, e come per le luci di qualche centinaio di metri fossero non ingiustificate le preoccupazioni storicamente associate alla realizzazione di ponti sospesi ferroviari, malgrado il positivo esempio del ponte sulle cascate del Niagara nella seconda metà dell'Ottocento. In tale campo di luci risulta infatti necessario realizzare impalcati estremamente rigidi, come fatto ad esempio nei ponti giapponesi, oppure adottare sistemi di irrigidimento con stralli, come fatto ad esempio per il terzo ponte sul Bosforo. Per luci superiori a 2000 m, invece, gli studi condotti hanno portato a concludere che la rigidità geometrica sia da sola sufficiente a garantire pendenze longitudinali compatibili con l'esercizio.

Il riscontrato decrescere delle grandezze derivate è il fattore primario che deve dissipare la “*prima forte preoccupazione*” che i redattori manifestano, ferma restando la necessità di effettuare tutte le opportune verifiche quantitative, come ampiamente è stato fatto per il progetto del ponte sullo Stretto.

Viene poi esposto come le specifiche ferroviarie indichino quale parametro di percorribilità il rapporto freccia luce, ad esempio con il valore citato dagli estensori di 1/600. Si comprenderà come questo sia certamente ben noto a chi ha partecipato a studi e progetto del ponte. Si deve però entrare nel merito di come questo tipo di parametri nasce: vengono infatti tradotti per opere ordinarie, luci modeste e schemi statici semplici i complessi fenomeni della percorribilità ferroviaria che comprendono dinamica, contatto ruota-rotaia, risposta dell’armamento, accelerazioni e altre grandezze dinamiche, rapporti di frequenze, nel parametro elementare della freccia statica. Che questo non sia un approccio valido per opere non ordinarie, anche assai meno eccezionali del ponte sullo Stretto, è testimoniato nelle stesse specifiche ferroviarie, con riferimento all’edizione vigente del Manuale di Progettazione Opere Civili – Sezione 2 Ponti e Strutture RFI DTC SI PS MA IFS 001 F, dalla necessità di svolgere analisi dinamiche esplicitate per opere che non rientrano nei limiti di applicazione dei coefficienti dinamici semplificati applicabili ai modelli di carico ferroviari standard. Tali criteri, sinteticamente riassunti nel diagramma di flusso del MdP riportato di seguito, riguardano la velocità di percorrenza della linea, la luce del ponte se in semplice appoggio o la lunghezza caratteristica L_0 per ponti continui, le prime frequenze proprie torsionali e flessionali della struttura, con quest’ultima che deve ricadere all’interno di un intervallo definito dal MdP in funzione della luce. Per ovvi motivi, non è certamente possibile nel caso in esame considerare l’opera di attraversamento come “struttura semplice”, con questo intendendosi “ponti semplicemente appoggiati o continui che possono essere modellati come travi lineari...” né del resto applicare i limiti inferiori e superiori delle frequenze proprie, dal momento che questi risultano definiti fino a una luce massima di 100m, corrispondente a un campo di frequenze tra 1.5 Hz e 3 Hz. Vale la pena ricordare che la prima frequenza propria verticale del ponte sullo Stretto risulta pari a 0.065 Hz (15.4s), ovvero oltre venti volte minore di quella minima contemplata dal MdP. Con riferimento, inoltre, alla versione del manuale di progettazione vigente al momento del PD del 2011, ovvero il documento RFI DTC-ICI-PO SP INF 001 A del 12/10/09 “Istruzioni per la progettazione e la costruzione dei ponti ferroviari”, viene esplicitamente definito che “*per tipologie non convenzionali (ponti strallati, ponti sospesi, ponti di grande luce, ponti metallici difformi dalle tipologie in uso in ambito Rete Ferroviaria Italiana, etc.), dovrà effettuarsi in ogni caso una analisi completa di percorribilità ferroviaria secondo le indicazioni fornite dal Gestore dell’Infrastruttura*”. Alla luce delle istruzioni ferroviarie risulta pertanto del tutto evidente la necessità di effettuare per opere speciali e comunque per tutti i ponti con luci superiori a 100 m, analisi dinamiche con modelli di carico corrispondenti a treni di tipo reale, questo sia ai fini di determinare gli effettivi coefficienti di incremento dinamico da confrontare con quelli applicati ai modelli di carico convenzionali, sia di valutare la percorribilità e la sicurezza dei veicoli ferroviari, nonché altri parametri rilevanti per il sistema di armamento e l’interazione con la struttura. Tra questi ultimi rientra ad esempio l’accelerazione verticale a livello dell’impalcato, che deve essere opportunamente limitata per prevenire l’instabilità del binario per decompattazione del ballast ove presente, così come riportato nel citato MdP. Si evidenzia come, nel caso in esame, il sistema di armamento sia di tipo “*embedded rail*”, una tipologia innovativa che coniuga una elevata leggerezza con la possibilità di offrire un sostegno elastico continuo in direzione verticale e trasversale alla rotaia mediante l’interposizione di un materiale elastomerico di opportuna rigidità, con effetti positivi anche nella riduzione delle vibrazioni e delle emissioni acustiche. Al contrario, si rileva che in generale molti dei limiti convenzionali forniti dal MdP siano calibrati in funzione di un armamento tradizionale su ballast e quindi non direttamente applicabili al ponte sullo Stretto.



Sempre in merito all'applicabilità del limite sul rapporto freccia luce, ed in particolare del valore citato dagli estensori di 1/600, risulta chiaramente utile valutare i criteri progettuali utilizzati nella progettazione di opere internazionali che prevedano il transito ferroviario su ponti di luce rilevante. In particolare, si fa riferimento alle Design Basis del ponte stradale e ferroviario sullo Storstroem, in Danimarca, che è attualmente in costruzione e prevede campate tipiche di accesso a travata continua con luci di 80m e due campate principali strallate con luci di 160m. La linea ferroviaria prevede una velocità di esercizio di 200 km/h. In tal caso, come si desume dall'estratto riportato di seguito, l'applicabilità del rapporto freccia/luce limite di 1/600 viene limitata alle campate di luce minore di 120 m, insieme a quella del limite sul medesimo rapporto freccia/luce relativa al comfort dei passeggeri, aspetto non citato dai redattori, di cui alla EN 1990 ed ai manuali di progettazione RFI. Per le medesime campate di luce minore di 120m, le design basis ammettono anche di derogare al citato limite in caso si svolgano analisi dinamiche e da queste risultino valori di accelerazione verticale compatibili con i limiti di comfort dei passeggeri. Per le campate di luce superiori a 120m, quali quelle del ponte strallato principale, le Design Basis stabiliscono espressamente che il limite sul rapporto freccia/luce non debba essere applicato mentre viene richiesta espressamente l'analisi dinamica e la verifica delle accelerazioni verticali ottenute. Analoghi criteri progettuali risultano indicati anche nelle design basis del proposto ponte strallato stradale e ferroviario sul Fehmarn Belt, tra Germania e Danimarca, che avrebbe avuto luci massime di 724 m, collegamento per il quale è stata poi preferita una soluzione in tunnel, anche in questo caso non per ragioni di fattibilità della soluzione "aerea" ma per ragioni costruttive e legate alla navigazione. In conclusione, come risulta dagli esempi citati, nella pratica internazionale il semplice criterio del massimo rapporto freccia luce indicato dagli estensori non risulta applicabile già per opere con luci decisamente meno eccezionali che per il ponte di Messina.

9.6.1.1 Vertical deformation of the deck

Adequate limitation of the vertical acceleration is achieved for bridge spans less than 120 m if deflections are restricted to CRIT1. Greater deflections can be accepted for such spans if it is shown that the acceleration requirement given in CRIT9 is fulfilled by use of a dynamic analysis.

For spans greater than 120 m or cable supported spans, it shall be verified that the acceleration requirements given in CRIT9 are fulfilled by use of a dynamic analysis. Restrictions in accordance with CRIT1 do not apply, however, CRIT2 shall be fulfilled.

CRIT-1: Maximum vertical deflection of the bridge girder

Vertical deflection of the deck throughout each span shall not exceed the most unfavourable value of:

$$\delta / L < 1 : 600 \quad \text{for } L < 120 \text{ m}$$

or

$$\delta / L \text{ given in Figure A2.3 in /EN0/} \quad \text{for } L < 120 \text{ m}$$

where δ is the maximum vertical deflection of the deck and L is the determinant length of the span in accordance with /EN1-2/ table 6.2.

For continuous beams with three or more spans, the values of δ / L given in Figure A2.3 shall be multiplied by 0.9 according to /EN0/ section A2.4.4.3.2 (5).

Load combinations SLS1 and SLS2 in Table 8-5 shall be used (including Φ and α). One or two tracks shall be loaded, whichever is critical, according to Table 8-8.

CRIT-2: Maximum vertical deflection of main navigation spans

Since the span length of the navigation spans is greater than 120 m special analyses shall be made in form of dynamic analyses, refer to 9.6.2.

Aside from the requirement of dynamic analyses, the deflection of main navigation spans under live load shall not encroach into the required navigation clearance of 26.85 m (DVR 90). Verification of sufficient navigation clearance shall be made in load combinations SLS1 and SLS2 in Table 8-5 (including Φ and α). One or two tracks shall be loaded, whichever is critical, according to Table 8-8.

9.6.2.2 Comfort requirements

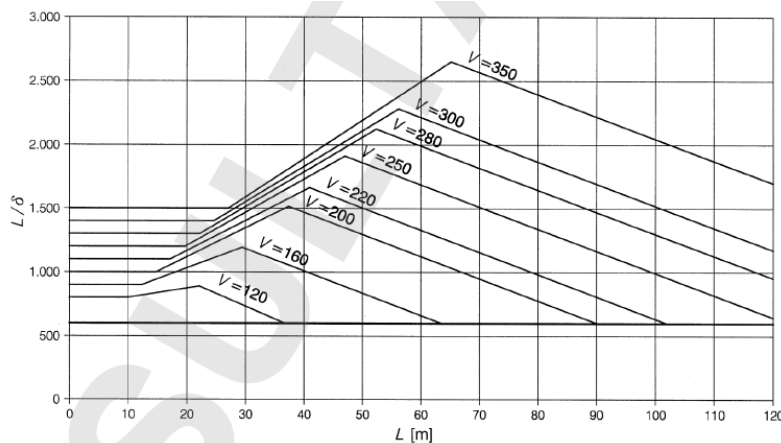
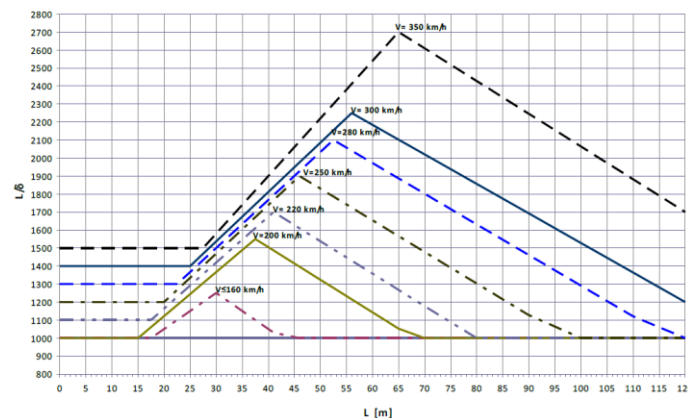
CRIT-9: Passenger comfort

The accelerations within a passenger train coach shall be limited to:

The vertical acceleration for passenger comfort shall for the absolute maximum value be below 1.0 m/s^2 , corresponding to very good comfort.

The effect due to track defect accelerations may be ignored in the calculation.

In merito al rapporto freccia/luce, gli autori affermano anche che “in passato il limite era 1/1000 e l’esperienza con tale limite era risultata positiva”, volendo presumibilmente intendere che il valore di 1/600 potrebbe non essere cautelativo e comunque non comprovato da sufficiente esperienza. In primo luogo, il valore 1/600 è quello indicato ai fini della sicurezza del traffico ferroviario dagli Eurocodici vigenti (in particolare EN 1990, vigente dal 2002) e dai manuali di progettazione RFI almeno a partire dalla versione vigente al momento del PD del 2011, ovvero il documento RFI DTC-ICI-PO SP INF 001 A del 12/10/09 “Istruzioni per la progettazione e la costruzione dei ponti ferroviari”. In sostanza quindi il valore limite $L/600$ risulta validato da oltre 20 anni di pratica progettuale in ambito europeo. D’altra parte, il valore citato dagli autori di 1/1000 della luce coincide invece con quello tutt’ora indicato nei medesimi manuali di progettazione RFI in merito al criterio di comfort dei passeggeri, già menzionato sopra, valido però per velocità di percorrenza maggiori o uguali di 160 km/h. Il corrispondente criterio dell’eurocodice (EN 1990) contempla anche la velocità di 120 km/h, e quindi introduce un limite inferiore pari a 1/600 della luce. In entrambe le fonti, tuttavia, i limiti sono applicabili per un solo binario caricato e sono forniti per una successione di campate in semplice appoggio in numero almeno pari a 3, potendosi ridurre il valore limite fino al 30% per campate singole. Inoltre, tali limiti sono associati a un livello di comfort “molto buono” (accelerazione della carrozza $< 1\text{m/s}^2$) e potrebbero essere ridotti nel caso il livello di comfort venga definito come “buono” (riduzione 25%) o “accettabile” (valori raddoppiati). Più significativamente, sia il MdP che l’Eurocodice forniscono un valore limite valido fino a una luce massima di 120 m, con quest’ultimo che richiede espressamente analisi specifiche (dinamiche) per luci maggiori. Ancora una volta, si può vedere come questi criteri semplificati non siano certamente applicabili all’opera in esame.



Valori limite di deformabilità per il comfort dei passeggeri secondo MdP RFI (sopra) e EN 1990 (sotto)

Alla luce di quanto sopra, tralasciando altre imprecisioni secondarie in quanto esposto, la percorribilità ferroviaria di un'opera come il ponte deve quindi senz'altro essere valutata tramite analisi dinamiche esplicite, con un complesso di parametri ben più articolato della semplice freccia: questo sono infatti dedicati i paragrafi 4.3 e 6.3 dei "Fondamenti progettuali" del ponte, così come integrati dal Contraente Generale in sede di PD (documento PG 0025), alla cui redazione hanno partecipato numerosi esperti, fra i quali anche tecnici delle Ferrovie nazionali: la loro condivisione da parte di tutti gli interessati è nei fatti, con qualunque ragionamento basato su parametri validi in tutt'altro contesto da rigettare in toto come non significativo.

Gli estratti dalle relazioni di progetto che poi seguono nella esposizione dei redattori sono generalmente corretti, salvo ove eventualmente indicato, con le considerazioni che seguono:

- Gli spostamenti verticali, indubbiamente elevati, della condizione di carico in fig. 3.4 corrispondono all'incrocio sul ponte di due treni merci di grande lunghezza e peso, con un carico totale di circa 13500 t di traffico ferroviario. In particolare, il carico da considerare per le verifiche di deformabilità ai sensi dei Fondamenti Progettuali, ovvero il cosiddetto "Carico Rarefatto" QR, prevede per ciascun binario un treno di carico di lunghezza 750m e con intensità di 88 kN/m (9 t/m). Con riferimento ai treni reali specificati da RFI per le verifiche di percorribilità, il treno merci più gravoso, denominato RFI 5, prevede un carico per metro lineare di 80 kN/m (8.15 t/m) ed un carico per asse di 250 kN (25.5 t). In sostanza, non solo il carico ferroviario da considerare per le verifiche di deformabilità secondo i Fondamenti risulta più gravoso del massimo treno reale da considerare nel progetto, ma risulta anche molto più gravoso dei massimi carichi per asse e per metro lineare che sono effettivamente ammessi alla circolazione sulla Rete Ferroviaria Italiana ai sensi della normativa UNI EN 15528 e delle Specifiche Tecniche di Interoperabilità (regolamento UE n. 1299/2014 e s.m.i.), che prevedono la categoria massima D4, con un peso massimo per asse di 22.5t e per metro lineare di 8 t/m. Anche per quanto riguarda la lunghezza totale del treno, il massimo modulo dei treni merci circolanti in Italia risulta attualmente pari a 740 m, limite di implementazione relativamente recente, infatti la rete ferroviaria Nazionale non aveva fino al 2018 linee adeguate a tale standard. Attualmente le uniche linee codificate per la circolazione di treni di lunghezza fino a 740 metri sono la Milano - Chiasso e la Luino - Gallarate/Novara, mentre il piano in corso di implementazione prevede di arrivare ad estendere tale possibilità a circa il 40% dell'estensione della rete per l'anno 2027 (Fonte: Piano Commerciale per il business merci RFI 2023, <https://www.rfi.it/it/rete/i-nostri-progetti/Per-le-merci.html>). Risulta pertanto evidente che la probabilità di incrocio di due treni merci eccedenti i massimi carichi e le massime lunghezze ammesse per la circolazione sulla rete ferroviaria nazionale sia sostanzialmente nulla in condizioni reali, sebbene cautelativamente prevista dai Fondamenti Progettuali anche per verifiche di deformabilità, a dimostrazione della cura posta su questi aspetti. A titolo esemplificativo, gli spostamenti verticali conseguenti al passaggio di due treni passeggeri di tipo intercity con lunghezza di 400 m risulterebbero nell'ordine di 1.20 m circa, mentre considerando il modello di carico standard LM71 della normativa su entrambi i binari, comunque rappresentativo di carichi ferroviari pesanti, ma limitato a una lunghezza caricata di 300m come previsto dai Fondamenti Progettuali, tale abbassamento risulterebbe nell'ordine di circa 5.30 m. Ci si chiede quindi se tali valori più contenuti e sicuramente più rappresentativi di condizioni reali possano rispondere alla "*forte preoccupazione*" degli autori.
- Agli spostamenti assoluti mostrati, come da concetti prima brevemente esposti, corrispondono pendenze ed altre grandezze caratteristiche della prestazione statica entro le prescrizioni dei "Fondamenti progettuali", grazie alla grande luce. La condizione di carico cui ci si riferisce fa parte degli stati di servizio previsti per il ponte e mostra un fatto fondamentale: si sono volute prevedere prestazioni possibili anche in scenari estremi, al limite dell'irrealistico, proprio a dimostrare quanta attenzione si è data alla "*robusta fattibilità*" ed alla sicurezza dell'opera, quando si sarebbe potuto

semplicemente affermare che una simile situazione veniva evitata tramite semplici operazioni di gestione del traffico ferroviario.

- Considerazioni analoghe valgono a proposito dello spostamento verticale sotto vento che viene notato dagli estensori. A tal proposito si presume che questi intendano riferirsi alla figura 5.24 del documento *PB0038 - Aerodynamic Calculations, Buffeting*, essendo il riferimento mancante nel testo. Gli estensori dichiarano uno spostamento massimo di 1.50 m ed un'ampiezza di oscillazione di 2.0m. A tal proposito, e con riferimento ai valori numerici riportati nella tabella 5.6 del medesimo documento, si precisa che i risultati delle analisi con integrazione al passo utilizzando le storie spazio-temporali elaborate dalla Stretto di Messina S.p.A. indicano uno spostamento massimo verso il basso di 1.2 m e verso l'alto di 1.0 m, essendo quindi l'ampiezza complessiva di oscillazione di 2.20 m circa. Il valore di abbassamento di 1.5 m si ottiene invece da analisi di buffeting con approccio modale, le quali risultano maggiormente cautelative, con qualche disomogeneità nei dati estratti dagli estensori.
- La condizione cui si riferisce fa parte di quelle di servizio previste nei “Fondamenti Progettuali”, segnatamente lo Stato Limite di Servizio di livello 1 che prevede la percorribilità sia ferroviaria che stradale. Ebbene, tale stato limite, associato a un tempo di ritorno di 50 anni, prevede azioni del vento a livello dell'impalcato con velocità media di 44 m/sec (circa 160 km/h) e velocità di raffica di circa 58.5 m/s (210 km/h !!!!). Condizioni anche qui estreme, per le quali qualunque ponte di qualunque tipologia sarebbe chiuso al traffico e che in questo scenario si abbia uno spostamento massimo verticale di 1.2 m su 3300 m è dimostrazione delle eccellenti prestazioni aerodinamiche del ponte. L'oscillazione poi di ± 1.1 m avviene poi con un periodo proprio di oltre 15 secondi e corrisponde ad accelerazioni assolutamente modeste. Nella irrealistica situazione di traffico presente sul ponte qualsiasi accelerazione e conseguente movimento connessa alla dinamica dell'opera sarebbe del tutto trascurabile rispetto all'effetto diretto del vento sul veicolo. Di nuovo, aver considerato situazioni simili dimostra la enorme attenzione data alla “**robusta fattibilità**” e sicurezza.
- Gli spostamenti verticali dovuti al traffico veicolare, contrariamente a quanto riportato dagli estensori, sono riportati nel citato documento *PS0001 – Serviceability checks* per quanto riguarda la verifica del franco di navigazione, sebbene in forma tabellare e non grafica. Lo spostamento massimo dovuto al carico stradale “Rarefatto” QR, ovvero quello da considerare secondo i Fondamenti Progettuali per le verifiche di deformabilità, risulta pari a circa 80 cm. Si tratta di un valore molto inferiore rispetto ai 4.50 m ipotizzati dagli autori, corrispondentemente a un'errata valutazione del carico stradale da considerare per questo tipo di verifiche: il valore fissato dai Fondamenti risulta infatti pari a 5 kN/m per carreggiata, quindi un totale di 10 kN/m, a fronte degli 80 kN/m ipotizzati nel documento. Tale valore si otterrebbe all'incirca considerando il pieno carico di normativa, ovvero il modello di carico 1, applicato sull'intera larghezza dei 2 impalcati (11.95 m ciascuno), risultando per l'esattezza in un carico distribuito di 79.25 kN/m. Tuttavia, gli estensori non prendono in considerazione che nella realtà l'entità del carico stradale risulta decrescente all'aumentare della lunghezza caricata, in relazione alla dispersione statistica dei mezzi pesanti nel mix di traffico realmente circolante. Questo fatto è preso in considerazione da diverse normative in ambito internazionale (Svezia, Norvegia, etc.), oltre che in modo sistematico nelle specifiche progettuali delle varie opere di grande luce realizzate in campo internazionale. Nel caso specifico i “Fondamenti Progettuali” prevedono tre diverse categorie di traffico stradale:
 - o Carico per effetti semi-locali: pari al modello di carico di normativa (LM1), con lunghezza massima limitata a 300 m, da utilizzare per il dimensionamento dell'impalcato e dei pendini tipici.

- Carico variabile “addensato” QA da considerare ai fini della valutazione degli effetti globali, ovvero per il dimensionamento del sistema di sospensione, delle selle, delle torri, etc. Il carico da applicare è complessivamente pari a 50 kN/m.
 - Carico variabile “rarefatto” QR già menzionato sopra, con intensità di 10 kN/m e da utilizzare per verifiche di deformabilità. Per dare un riferimento, qualora si caricasse l’intera lunghezza dell’opera con questo carico, si otterrebbe un carico totale di circa 3700 t, ovvero alla presenza di 93 mezzi pesanti da 40t sull’opera, con interasse medio tra essi di circa 40m. Si è evidentemente ritenuta tale entità del carico rappresentativa di condizioni realistiche di esercizio dell’opera.
- In sintesi, considerando che la lunghezza caricata per i carichi stradali non è limitata come per i carichi ferroviari dalla lunghezza massima dei veicoli, sarebbe evidentemente troppo oneroso considerare la deformabilità del ponte in uno scenario in cui fosse presente sull’intera lunghezza del ponte una congestione formata unicamente da mezzi pesanti, su tutte le corsie presenti incluse quelle di emergenza e su entrambe le carreggiate. Di conseguenza, l’affermazione degli estensori che “Sovrapponendo infine carichi ferroviari e stradali, si ottengono quindi spostamenti complessivi dell’ordine di 15 m.” indica valori eccessivi. Alla luce di quanto sopra e delle specifiche contenute nei Fondamenti, tale valore risulta invece pari a circa 11.3 m, corrispondenti, come detto, all’incrocio di 2 treni merci con carichi e lunghezze superiori a quelli realmente circolanti, in combinazione con un’entità di carichi stradali comunque rappresentativa di un elevatissimo numero di mezzi pesanti sull’opera.
- Per quanto riguarda la presenza di spostamenti verso l’alto nel tratto non caricato dell’opera, si tratta di un comportamento ben noto e caratteristico della statica delle funi, quindi tipico di ponti sospesi e anzi nel caso in esame, per il carico ferroviario QR di cui si è detto sopra, si ottengono spostamenti verso l’alto nell’ordine dei 4 m in corrispondenza dei quarti di campata, superando quindi i due metri ipotizzati. Si è già detto dell’eccezionalità di questa condizione di carico in termini di entità del carico ferroviario, alla quale va per altro aggiunta la considerazione che per ottenere una successione temporale con il massimo spostamento verso il basso e quindi quello verso l’alto, in un determinato punto dell’opera, sarebbe necessario che i due treni merci viaggiassero nella stessa direzione di marcia su binari diversi, circostanza evidentemente non prevedibile nelle normali condizioni di esercizio dell’opera. Nel caso i due treni viaggiassero, come è normale, in direzioni opposte, questi si incrocerebbero in un’unica posizione dell’opera, producendo in quella determinata posizione il massimo abbassamento ed un innalzamento nella parte opposta dell’opera. In ogni caso l’entità degli spostamenti differenziali sarà nell’ordine di 14 m a fronte dei 16-17 m ipotizzati. Inoltre, va considerato che l’effetto dei carichi stradali sull’intera estensione diminuirebbe tale spostamento verso l’alto, e che quindi i carichi stradali dovrebbero essere segmentati sull’estensione dell’opera in base alla linea di influenza dell’effetto cercato, condizione ancora meno probabile nella realtà. Va inoltre ricordato che la distanza tra i punti del ponte che presentano la massima deformazione verso il basso e verso l’alto per una determinata posizione del carico è dell’ordine di metà della luce dell’opera, e pertanto i valori di pendenza longitudinale indotti risultano inferiori all’1%. Tali pendenze sono chiaramente state considerate nelle verifiche relative alla percorribilità stradale e ferroviaria come previste dai Fondamenti Progettuali.
- Per quanto riguarda i commenti sui valori delle pendenze longitudinali, si rileva da parte degli estensori una certa confusione tra la pendenza media, ovvero quella di interesse per il traffico ferroviario (definita nei Fondamenti Progettuali come pendenza longitudinale convenzionale, ovvero mediata sulla estensione del carico ferroviario applicato) e quella puntuale, anche essa senz’altro di interesse soprattutto in relazione alla percorribilità stradale, ma con valori limite diversi. La pendenza

longitudinale convenzionale è il parametro caratteristico per le condizioni di trazione dei convogli ferroviari ed è quello cui sempre va fatto riferimento ai fini corrispondenti. Si ritiene poi utile riepilogare i requisiti prestazionali richiesti dai Fondamenti:

- Per quanto riguarda la percorribilità ferroviaria, la pendenza longitudinale convenzionale deve essere minore dei seguenti valori:
 - SLS1: <1,8% (un treno su un binario) e <2,0% (due treni su due binari diversi).
 - SLS2: <2,2% (due treni su due binari diversi)
- Per quanto riguarda la percorribilità stradale, la massima pendenza longitudinale puntuale deve essere minore del 5%.
- Considerando poi che la pendenza della livelletta di progetto è pari all'1.5% dal lato siciliano dell'opera, il massimo effetto legato alle deformazioni dovute ai carichi applicati (stradali, ferroviari, vento, sisma, etc.) deve essere limitato ai valori ai seguenti:
 - Per la percorribilità ferroviaria, la pendenza convenzionale deve essere minore dello 0.3% (SLS1, 1 binario caricato), 0.5% (SLS1, due binari caricati), 0.70% (SLS2, due binari caricati).
 - Per la percorribilità stradale la pendenza puntuale deve essere minore del 3.5%.
- Tutte le condizioni sopra esposte risultano soddisfatte nel Progetto Definitivo del 2011, in particolare per quanto riguarda il citato valore di pendenza convenzionale dell'1.77% con un binario caricato a fronte del limite dell'1.80% si rileva che questa è ottenuta in una combinazione di carico sismica, mentre nella combinazione di carico con il vento il valore massimo sarebbe dell'1.72%. Il fatto che la pendenza convenzionale dichiarata sia la medesima nelle condizioni in cui viene caricato un solo binario oppure entrambi, fatto che gli autori definiscono "incoerente, contraddittorio" è invece assolutamente corretto e legato proprio all'operazione di media sulla lunghezza del treno, ovvero 750 m. Nella posizione di carico indicata dagli autori, infatti, la pendenza media dovuta al carico ferroviario è pressoché nulla e, quindi, indipendente dal numero di binari caricati. Per spiegare da un punto di vista qualitativo tale effetto, si evidenzia che, quando il carico viene applicato in una posizione longitudinale sufficientemente distante dalle torri (nel caso in esame ai quarti della campata), la deformata verticale dell'impalcato risulta pressoché simmetrica rispetto alla mezzeria del carico. La pendenza longitudinale risulta quindi avere verso opposto nelle zone caricate a destra e a sinistra della mezzeria del carico, con i valori massimo di segno opposto e di circa uguale entità in corrispondenza delle estremità della lunghezza caricata. Di conseguenza, la pendenza mediata su tale lunghezza risulta circa nulla, o comunque molto piccola. In termini più intuitivi, questo indica che metà della lunghezza del treno che percorre il ponte si trova (in termini relativi rispetto alla livelletta di progetto) "in discesa", mentre l'altra metà si trova "in salita". Di conseguenza la pendenza media è circa nulla e non sussistono certo problemi di trazione.
- Proseguendo l'esame del testo, gli autori valutano, a partire dal grafico ivi incluso relativo ai carichi ferroviari, una pendenza del 2.7% dovuta a una deformazione di 4 m su una lunghezza di 150 m. Come illustrato sopra, questo valore è da intendersi come pendenza puntuale (o al limite secante) e non mediato sulla lunghezza caricata. Il confronto con il valore limite del 2% è pertanto infondato, dovendosi questo semmai confrontare con il limite relativo alla pendenza puntuale del 5%, il che ne conferma l'ammissibilità. Similmente, risulta del tutto infondato il confronto tra il valore del 4.94%

riportato nella tabella 3.1 del documento PS001 – Serviceability checks, relativa alle verifiche della pendenza massima puntuale per l'utenza stradale, con il limite del 2% relativo invece alla pendenza mediata. Anche questo valore deve essere confrontato con il limite del 5% e pertanto è ammissibile secondo i Fondamenti. Si precisa che anche tale valore viene ottenuto in condizioni sismiche e quindi certamente non nelle condizioni normalmente attese nell'esercizio dell'opera. Ancora una volta, si conferma l'approccio di grande cautela seguito nella stesura dei Fondamenti Progettuali.

- Gli autori rilevano poi uno spostamento trasversale per il vento pari a 10.50 m, ottenuto sommando il valore dovuto alla spinta del vento medio con l'effetto dinamico, pari a circa 3.0 m e desunto dal documento PB0038 - Aerodynamic Calculations, Buffeting, aggiungendo, a beneficio dei lettori, che “tale valore corrisponde, per averne un'idea fisica, alla larghezza di tre corsie di marcia”. Ringraziando gli autori per l'immagine efficacemente resa, e rimandando ai valori numerici riportati nella tabella 5.2 del medesimo documento, si rileva che i risultati delle analisi con integrazione al passo utilizzando le storie spazio-temporali elaborate dalla Stretto di Messina S.p.A. indicano uno spostamento orizzontale massimo in mezz'ora di 10.4 m e quindi essenzialmente coerente con quanto affermato nella relazione. L'ampiezza dell'oscillazione risulta per altro di circa 4 m, con una frequenza che corrisponde al primo modo trasversale dell'opera, ovvero ad un periodo di circa 33 s. Valgono pienamente le considerazioni già espresse sopra circa l'eccezionalità della condizione di carico, che prevede un picco di vento di circa 58.5 m/s (210 km/h), tale per cui l'effettiva presenza di traffico sull'opera sia nei fatti irrealistica, e riguardo alle accelerazioni modeste conseguenti ad un'oscillazione con frequenze così basse. Si confermano inoltre le eccellenti prestazioni aerodinamiche del ponte: basti pensare a riguardo che, a parità di condizioni di vento, lo spostamento orizzontale subito da un impalcato a travata reticolare, se lo si volesse adottare al fine di aumentare la rigidità e ridurre la snellezza come in qualche punto adombrato dagli estensori, sarebbe ampiamente superiore a quello di un impalcato multicassone come quello di Messina, a causa dei molto minori coefficienti di drag che questa tipologia consente. Tale affermazione è basata sulle prove in galleria del vento condotte per il ponte Akashi, che hanno indicato per quest'opera spostamenti di circa 32 m per un vento a 70 m/s, pur a fronte della luce di 1991 m molto minore dei 3300 m di Messina.
- Per quanto riguarda il superamento dei valori di variazione angolare stabiliti dal Manuale di Progettazione RFI, si è già ampiamente discusso sulla non applicabilità ai ponti di grande luce di regole semplificate e pensate per ponti ordinari e con schemi statici semplici. Basti pensare che a fronte della variazione angolare massima di 0.0035 rad richiesta dal MDP e citata dagli estensori, lo stesso manuale richiede un raggio di curvatura nel piano orizzontale non inferiore a 1700 m per una singola campata e velocità di 120 km/h. Considerando la deformata orizzontale del ponte sotto l'azione del vento in servizio, invece, si ottiene un raggio di curvatura nell'ordine dei 50 000 m. Le condizioni di percorribilità ferroviaria del ponte in combinazione con l'applicazione dell'azione del vento sono comunque pienamente indagate mediante le analisi dinamiche già citate, che tengono conto anche delle rotazioni nel piano orizzontale.
- Giova inoltre ricordare che alla problematica di avere campi di rotazione e spostamento compatibili con la geometria dei binari e con le caratteristiche dei giunti di espansione ferroviari è stata dedicata nella concezione dell'opera una particolare attenzione, adottando un insieme di accorgimenti strutturali quali la posizione dei giunti di espansione, lo schema di articolazione degli impalcati stradali e ferroviari, ottimizzando il sistema di sospensione e adottando dispositivi idraulici per il controllo dei movimenti. Per la comprensione di questi aspetti, va innanzitutto premesso che l'orografia delle due coste e la configurazione dei collegamenti non consentono la realizzazione di campate laterali sospese, portando verso una soluzione, molto diffusa in queste situazioni, di campate laterali “di ancoraggio”. Fra i ponti sospesi di questo tipo si citano ad esempio tutti i ponti sul Bosforo. In questi casi i giunti terminali di impalcato vengono tipicamente collocati in vicinanza delle torri e debbono di conseguenza

assorbire le elevate rotazioni attorno agli assi verticale e orizzontale indotte dalla campata centrale. Questo sarebbe stato particolarmente complesso per un giunto stradale e ferroviario sulle dimensioni del ponte sullo Stretto e si è scelto quindi di prevedere due brevi campate laterali sospese, compatibili con le condizioni al contorno dell'opera. Questo, in assenza di altri provvedimenti, avrebbe ridotto significativamente le rotazioni del giunto rispetto al posizionamento alla torre, con due inconvenienti:

- Le azioni orizzontali trasmesse alle strutture terminali dalla campata laterale sospesa sarebbero state molto elevate. Tali azioni sarebbero state indotte dalle rotazioni attorno all'asse verticale della campata centrale, continua con la laterale, con un effetto di "leva sfavorevole".
- Sarebbero rimaste significative le rotazioni al terminale della stessa campata laterale attorno all'asse orizzontale, a causa della relativamente elevata deformabilità locale del cavo di campata laterale, quasi rettilineo.

Per risolvere il primo inconveniente è stata ideata la configurazione prevista in progetto, che vede:

- Il cassone ferroviario continuo alla torre, in modo da non aggiungere altri complessi giunti alla componente ferroviaria e ottenere rotazioni nel piano orizzontale distribuite lungo una significativa lunghezza di impalcato piuttosto che concentrate in corrispondenza del giunto. La sezione del cassone ferroviario in questa zona è stata opportunamente dimensionata al fine di avere la necessaria resistenza e rigidità nei confronti delle azioni di progetto.
- I cassoni stradali invece interrotti su due trasversi speciali e vedono una configurazione di semplice appoggio nelle campate in corrispondenza delle torri, con vincoli che non trasmettono momenti o forze longitudinali. Corrispondentemente sono previsti giunti, più facilmente gestibili per la componente stradale.

Questo provoca un abbattimento locale della rigidità dell'impalcato attorno all'asse verticale, in modo da eliminare la trasmissione delle corrispondenti rotazioni dalla campata centrale a quella laterale e il conseguente detto effetto di "leva sfavorevole".

Per risolvere il secondo inconveniente sono invece state introdotte le funi di tie-down che collegano la struttura terminale al cavo principale di campata laterale, ottenendone un significativo incremento di rigidità locale e limitando in questo modo entro limiti accettabili il campo di spostamenti della corta campata laterale. Il vincolo trasversale alla torre è poi fornito da una crociera collegata all'impalcato in corrispondenza ai trasversi e alla torre tramite una biella. Nella biella è inserito un isolatore sismico, con l'obiettivo di evitare danni al sistema di vincolo per azioni sismiche violente.

Tutti i provvedimenti ora descritti erano già presenti nel Progetto di Massima del 1992 e nel progetto preliminare a base della gara di appalto redatto nel 2003. Con il progetto di offerta del Consorzio Eurolink la soluzione è stata confermata e sviluppata nel PD approvato nel 2011, aggiungendo a quanto descritto sistemi oleodinamici a soglia di forza che collegano longitudinalmente l'impalcato alle torri, che hanno l'obiettivo, sulla base di numerose esperienze internazionali, di ridurre in maniera estremamente significativa le corse sia assolute che cumulate ai giunti, con una loro fondamentale semplificazione e con un altrettanto fondamentale miglioramento in termini di usura e manutenzione.

- In merito alle rotazioni intorno all'asse longitudinale dell'opera, che producono una variazione della pendenza trasversale e quindi una "torsione" dell'impalcato, gli estensori rilevano che "la rotazione torsionale massima (...) produce un dislivello trasversale complessivo pari a 2.60 m, ossia un dislivello ben percepibile a occhio nudo, ed un dislivello tra le due rotaie dello stesso binario pari a 66 mm" e in

aggiunta che tali valori: “risultano molto elevati ed inconsueti, che suscitano anch’essi una serie di perplessità nei confronti della possibilità di un transito sicuro di convogli ferroviari lanciati a velocità di 120 km/h (...) valore ridotto rispetto a quello fissato nelle Specifiche del 2006, pari a 130 km/h!”. Rispetto a tali considerazioni vanno considerati i seguenti aspetti:

- La massima pendenza trasversale per l’esercizio ferroviario prevista dai Fondamenti Progettuali è pari all’8% per il livello di servizio SLS1. Si è già detto sopra di come i parametri fissati nelle specifiche progettuali siano stati definiti e condivisi da numerosi esperti, fra i quali anche tecnici delle Ferrovie nazionali. Il valore di rotazione dovuto all’effetto dei carichi di progetto (ferroviari, stradali, vento, etc.) risulta pari ad un massimo del 4.37% in corrispondenza dei quarti della campata. Risulta quindi evidente come vi sia un ampio margine rispetto al valore limite fissato dalle specifiche, che è appunto quasi doppio del massimo valore risultante dal calcolo.
- Da questo punto di vista risulta infatti dimensionante il criterio per l’utenza stradale che prevede una pendenza trasversale massima del 7%, nella quale va però considerata la pendenza costruttiva della carreggiata pari al 2%.
- In merito al citato valore massimo di rotazione, questa è prodotta da una condizione di carico che prevede il carico ferroviario QR costituito come detto da 2 treni merci con massa totale di 13 500 t, sommato agli effetti del carico stradale su entrambe le carreggiate, del vento con velocità di picco di 210 km/h ivi compresi gli effetti dinamici e infine, della variazione di temperatura. Risulta evidente come tale condizione di carico sia estremamente improbabile e non rappresentativa delle condizioni effettive di esercizio del ponte, confermando l’approccio estremamente cautelativo seguito nella stesura delle specifiche progettuali.
- Oltre all’entità dei carichi applicati, bisogna considerarne anche la disposizione geometrica sull’opera: In base alle linee di influenza, la massima inclinazione trasversale è prodotta da una configurazione antisimmetrica del posizionamento dei carichi in direzione longitudinale ed in pianta. In sostanza per ottenere la massima rotazione in corrispondenza di un determinato punto, bisogna avere un binario ed una carreggiata stradale caricati in corrispondenza di quel punto, mentre devono essere contemporaneamente caricati l’altro binario e l’altra carreggiata nella posizione diametralmente opposta sul ponte. La circostanza che due treni merci estremamente pesanti si trovino contemporaneamente in queste due esatte posizioni geometriche, con condizioni di traffico congestionate nelle carreggiate opposte e solo nelle medesime posizioni dei carichi ferroviari, durante picchi di vento a 210 km/h di velocità, ha ovviamente carattere puramente convenzionale.
- Il contributo del solo carico ferroviario è nell’ordine del 2%, considerando i suddetti treni merci nelle posizioni antisimmetriche, mentre quello di un solo treno merci, più realistico anche se sempre cautelativo vista l’entità del carico, è nell’ordine dell’1.3 % circa.
- Significativamente, va anche rilevato come la variazione di pendenza trasversale nelle condizioni descritte sopra si sviluppi comunque su un’estensione longitudinale tale da non presentare variazioni significative della pendenza trasversale sulle lunghezze di riferimento per il calcolo dello sghembo del binario, sia su base corta (estensione da 1.3 m a 4.5 m), sia su base lunga (da 4.5 m a 20 m). Si ricorda come lo sghembo sia un parametro rilevante per la sicurezza dell’esercizio: qualora i valori limite di tale parametro venissero superati si avrebbe un rischio di deragliamento.

- Come noto, nelle curve di un tracciato ferroviario le rotaie vengono intenzionalmente disposte con una inclinazione trasversale al fine di compensare, almeno in parte, la forza centrifuga. Si adotta, cioè, un sovrizzo del binario esterno, il cui valore massimo in Italia è di 160 mm. Laddove tale valore non sia sufficiente a compensare interamente l'accelerazione laterale in funzione del raggio di curvatura e della velocità di percorrenza si parla quindi di "difetto di sopraelevazione", per il quale il valore massimo comunemente adottato in Italia è di 92 mm corrispondenti a un'accelerazione non compensata di 0.6 m/s². Il valore massimo previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità risulta invece pari a 130 mm per treni merci. Tali valori di riferimento sono stati riportati al fine di fornire delle indicazioni sulle pendenze trasversali comunemente adottate sulle linee ferroviarie, nell'ambito delle quali devono essere inquadrati correttamente i 66 mm di dislivello conseguenti alle massime rotazioni previste in progetto in condizioni assolutamente eccezionali.
- Si ribadisce che la stabilità del treno al deragliamento e al ribaltamento è stata verificata mediante apposite analisi di runnability con la modellazione dei treni reali e delle loro caratteristiche dinamiche, considerando inoltre l'azione dinamica del vento e del sisma. Tali analisi tengono ovviamente conto delle inclinazioni trasversali dovute al comportamento statico e dinamico dell'opera e alla sua interazione con i treni.
- Non sarebbe d'altra parte corretto né significativo verificare il ribaltamento dei modelli di carico ferroviario di normativa, che hanno natura puramente convenzionale e per i quali del resto non sono note le geometrie e i centri di massa. In questo senso anche l'eccentricità minima del modello LM71 prevista dalle NTC 2008 (peraltro nel frattempo superate dalle NTC 2018) rileva ai fini del dimensionamento statico delle strutture sotto binario, non certo ai fini delle verifiche al ribaltamento di modelli di carico di tipo treno reale.
- In merito all'affermazione che il valore della velocità di progetto di 120 km/h previsto nelle attuali specifiche sia stato abbassato rispetto ad un valore di 130 km/h previsto nelle specifiche del 2006, non si comprende a quali specifiche gli estensori intendano effettivamente riferirsi, in quanto non vi è stata alcuna emissione del progetto definitivo nel 2006. Si conferma che nelle specifiche contrattuali così come previste a base di gara (documento GCG.F.04.01 Fondamenti progettuali e prestazioni attese per l'opera di attraversamento del 27/10/2004), la velocità di progetto prevista era di 120 km/h così come nella attuale versione dei Fondamenti Progettuali integrata dal contraente generale (documento PG0025 Manuale applicativo riferito ai fondamenti progettuali). Laddove gli estensori si riferiscano ad una versione in bozza o ad uso interno delle specifiche, non parte di una emissione ufficiale e della quale peraltro gli scriventi non hanno trovato riscontro, è evidente che questo non sarebbe un riferimento valido e non si comprenderebbe come essi ne siano venuti in possesso.

3.2 VERIFICHE DI SICUREZZA SULLA PERCORRIBILITÀ FERROVIARIA

Gli estensori hanno presentato una serie di considerazioni sulla percorribilità ferroviaria, riferendosi in particolare al rischio di ribaltamento, collegandosi alle preoccupazioni già espresse sulle rotazioni trasversali. Naturalmente, il ribaltamento è uno dei criteri maggiormente significativi, insieme allo svio, per quanto riguarda la percorribilità ferroviaria in quanto direttamente collegato alla sicurezza dell'esercizio. Per compiuta comprensione del quadro ritiene utile fornire una sintesi delle prestazioni richieste dai fondamenti progettuali nei confronti dell'utenza ferroviaria, sia dal punto di vista della sicurezza, che del comfort per i passeggeri, che della percorribilità in termini di limitazione delle forze scambiate tra struttura, binario e treni (legate

principalmente ad aspetti di usura e quindi di oneri manutentivi). Si riportano quindi a seguire le tabelle riassuntive di tali requisiti prestazionali come riportate nella attuale versione dei Fondamenti Progettuali integrata dal contraente generale (documento *PG0025 Manuale applicativo riferito ai fondamenti progettuali*).

Tabella 10: Prestazioni di percorribilità ferroviaria

Prestazioni di Percorribilità		CF (SLS1)	FF (SLS2)
Velocità di progetto della linea		120 km/h	Soggetta a limitazioni
Velocità massima di esercizio in relazione all'azione diretta del vento sui convogli ⁸		Vedi tabella 10a	
Prestazioni di percorribilità e sicurezza delle circolazioni	Pendenza longitudinale convenzionale	< 1,80% (un convoglio su una via di corsa) < 2,00% (due convogli su due vie di corsa distinte)	< 2,20% (due convogli su due vie di corsa distinte)
	Pendenza trasversale	< 8%	< 10%
	Sghembi totali di binario (Base corta: basi da 1,3 a 4,5 m)	< 0,250% (0,065% per irregolarità di posa+0,185% per azioni statiche e dinamiche sulla struttura)	< 0,400%
	Sghembi totali di binario (Base lunga: basi da 4,5 a 20 m)	< 0,200% (0,030% per irregolarità di posa+0,170% per azioni statiche e dinamiche sulla struttura)	< 0,275%
	Accelerazione non compensata	< 0,6 m/s ²	< 0,84 m/s ²
	Velocità di rotolamento	< 0,033 rad/s	< 0,036 rad/s
	Accelerazione verticale della sede ferroviaria	< 0,70 m/s ²	< 1,00 m/s ²
	Accelerazione longitudinale	< 2,5 m/s ²	< 2,5 m/s ²
	Verifica allo svio	Y/P<0.8	Y/P<0.8
	Verifica al ribaltamento	ΔP/P<0.9	ΔP/P<0.9

Tabella 10a: Limitazioni del servizio ferroviario in relazione all'azione diretta del vento sui convogli

Velocità media del vento	Velocità di raffica di vento	Limitazioni e restrizioni
$0 \text{ m/s} \leq V \leq 30 \text{ m/s}$	$0 \text{ m/s} \leq V \leq 42 \text{ m/s}$	Nessuna limitazione, velocità massima 120 km/h
$30 \text{ m/s} < V \leq 38 \text{ m/s}$	$42 \text{ m/s} < V \leq 54 \text{ m/s}$	Velocità massima del treno 60 km/h
$38 \text{ m/s} < V \leq 47 \text{ m/s}$	$54 \text{ m/s} < V \leq 67 \text{ m/s}$	Chiusura progressiva a seconda del tipo di treno
$47 \text{ m/s} < V$	$67 \text{ m/s} < V$	Chiusura completa del traffico

Tabella 11: Prestazioni di comfort per l'Utenza ferroviaria.

Prestazioni di Comfort		CF (SLS1)	FF (SLS2)
Prestazioni di comfort e di interazione veicolo-struttura	Indice di comfort W_z	< 2,2	-
	Accelerazione di picco in cassa b_v	$\leq 2 \text{ m/s}^2$	-
	Accelerazione rms trasversale (treni passeggeri)	< 0,5 m/s ²	-
	Accelerazione rms verticale (treni passeggeri)	< 0,75 m/s ²	-
Contraccolpo		0.25 m/s ³	0.58 m/s ³



Tabella prestazioni di percorribilità ferroviaria come riportate documento PG0025 Manuale applicativo riferito ai fondamenti progettuali

Si ricorda inoltre che i requisiti legati alla sicurezza devono essere verificati per una velocità massima pari a 1.20 la velocità di progetto della linea (120 km/h), portando quindi a una velocità di verifica di 144 km/h.

Si può anche notare come la velocità massima di esercizio della linea ferroviaria sarà soggetta a limitazioni in relazione agli effetti diretti del vento sui convogli ferroviari. Tali analisi sono state svolte seguendo l'approccio CWC (Characteristic Wind Curve) in analogia con quanto previsto dalla normativa EN 14067-6 e dalle Specifiche Tecniche Europee per l'Interoperabilità (Technical Specifications for Interoperability (TSIs) High Speed Rolling Stock, Allegato G) e considerando le condizioni favorevoli sul ponte consentite dalle barriere frangivento. Si ricorda, ai fini di una più agevole comprensione, che la curva caratteristica di vento CWC fissata dalle suddette norme europee rappresenta, per un determinato tipo di treno effettivamente circolante, in funzione della velocità del treno, il valore della velocità del vento di raffica massimo per cui non si ha violazione del criterio di ribaltamento del treno. I treni interoperabili devono quindi essere progettati per avere una curva CWC superiore a quella limite fissata dalla normativa. La CWC serve anche all'esercente della linea per regolare la velocità del treno in funzione della velocità del vento che investe il treno lateralmente. Tale approccio dovrà evidentemente essere seguito anche per esercire il traffico sul ponte, stabilendo il limite di velocità massima del treno nel caso di superamento della soglia di velocità del vento sulla base dei dati anemometrici che saranno misurati sull'opera e che potranno fornire automaticamente indicazioni al sistema di controllo della marcia del treno.

In sostanza, con riferimento alla tabella 10a del documento *PG0025 Manuale applicativo riferito ai fondamenti progettuali*, si prevede la possibilità di esercizio sul ponte alla piena velocità di progetto per vento fino a 30 m/s di media (108 km/h) e 42 m/s di raffica (151 km/h), la riduzione della velocità a 60 km/h per vento fino a 38 m/s di media (137 km/h) e 54 m/s di raffica (194 km/h). Al di sopra di queste velocità del vento, comunque molto elevate, risulta necessario adottare misure progressive di chiusura al traffico ferroviario a seconda della sensibilità del tipo di treno all'azione del vento, con la chiusura completa oltre i 47 m/s di velocità media (169 km/h) e i 67 m/s di picco (241.2 km/h).

Ferma restando ogni altra considerazione sulle misure di gestione del traffico sulla rete ferroviaria che verranno presumibilmente adottate dalle Ferrovie dello Stato in condizioni meteorologiche così avverse, si può intanto rilevare che, in base alla formula riportata nelle NTC 2018 per correlare la velocità media del vento con il tempo di ritorno, ad una velocità media del vento di 38 m/s corrisponde un tempo di ritorno di circa 6 anni, mentre la velocità media di 30 m/s si avrà in media con un tempo di ritorno di poco superiore ad un anno. Ai 47 m/s associati alle condizioni di servizio SLS2 corrisponde, invece, un tempo di ritorno di 200 anni. In sostanza, è prevedibile che si debba adottare un provvedimento di rallentamento a 60 km/h circa una volta l'anno (ovvero al superamento della velocità media di 30 m/s), che si debba sospendere la percorrenza di treni particolarmente sensibili al vento (es. treni merci scarichi, etc.) mediamente una volta ogni 6 anni (al superamento della velocità media di 38 m/s) e, infine, chiudere completamente il ponte all'esercizio ferroviario per tempi di ritorno nell'ordine dei duecento anni. Questo evidentemente smentisce in maniera completa l'affermazione riportata nella relazione che *"il ponte debba restare chiuso al traffico per lunghi periodi dell'anno"*, affermazione evidentemente del tutto infondata.

Quanto alla severità delle condizioni di vento considerate, rappresentative anche in questo caso dell'elevata cautela che caratterizza i Fondamenti Progettuali, basta fare delle semplici considerazioni sul ribaltamento statico per azione del vento dei rotabili costituenti i treni reali presi in considerazione nel progetto. Infatti, nota la massa m del veicolo e l'altezza della cassa $h1$, ipotizzando che l'azione del vento sia applicata a metà altezza della cassa e che l'altezza del carrello sia $h2$, dall'equilibrio alla rotazione rispetto alla ruota sottovento del treno si può ricavare la velocità del vento che porta all'incipiente ribaltamento come segue:

$$v_{crit} = \sqrt{\frac{0.9mw}{\rho C_D \alpha^2 l h_1 \left(\frac{h_1}{2} + h_2\right)}}$$

Dove il fattore 0.9 è stato introdotto coerentemente al criterio sul valore limite dello scarico ruota $\Delta P/P < 0.9$ di cui si discuterà nel seguito, w è la distanza tra i punti di contatto delle ruote, ρ la densità dell'aria (1.25 kg/m³), l la lunghezza della carrozza, C_d il coefficiente di drag della carrozza (da dati di letteratura) e α un coefficiente riduttivo per tenere conto dell'effetto di schermatura fornito dalle barriere frangivento sul ponte. Tale fattore è stato determinato a partire dalle prove in galleria del vento ed assume un valore di 0.65 a 4m di elevazione dal p.f., valore cautelativamente esteso in tutte le analisi condotte all'intera altezza del treno. I risultati di questo semplice calcolo sono riassunti nella tabella seguente.

	Peso (kN)	h1 (m)	h2 (m)	w (m)	L (m)	Cd	Vribaltamento (m/s)	Vcrit (m/s)
RFI1	448.1	3.7	0.9	1.5	26	0.98	43.2	66.5
RFI2	491.2	3.47	0.9	1.5	25	1	48.2	74.1
RFI3	377.1	4.05	0.9	1.5	26	0.78	41.2	63.3
RFI4	609.8	4.2	0.9	1.5	24.1	0.86	50.2	77.3
RFI5	974.3	3.8	0.9	1.5	12.5	0.98	89.8	138.2
RFI6	266.1	3.8	0.9	1.5	21.7	0.98	35.6	54.8

Si può vedere come le carrozze dei treni passeggeri (RFI1-4) si troverebbero in condizioni di ribaltamento incipiente, staticamente, per velocità del vento in campo libero comprese tra i 41 m/s (treno RFI3, tipo intercity), i 43 m/s (treno RFI1, tipo AV) e i 50 m/s (treno RFI4, tipo regionale). Il treno merci pesante RFI5 risulta il più stabile in virtù del suo peso, mentre al contrario il treno RFI6 (merci scarico) risulta il più sensibile al ribaltamento con una velocità critica di 35 m/s. Si può inoltre vedere come l'effetto positivo delle barriere frangivento consenta di ridurre le velocità del vento agenti direttamente sui treni rispetto alle condizioni di campo libero, consentendo quindi di innalzare le velocità critiche a circa 55 m/s per il treno RFI6 e a 63 m/s per il treno RFI3. Naturalmente, tali risultati sono assolutamente semplificati e non intendono in nessun modo sostituirsi alle analisi dinamiche condotte in sede di PD, ma hanno il solo scopo di illustrare come, nelle severe condizioni di vento previste dai Fondamenti, l'effetto ribaltante statico del vento direttamente agente sui treni sia largamente prevalente rispetto agli aspetti dinamici legati all'interazione con il ponte ed al comportamento di questo sotto le azioni applicate.

Il calcolo semplificato riportato sopra aiuta anche a comprendere come, in termini più rigorosi e alla luce della analisi di percorribilità condotte, le curve caratteristiche di vento CWC calcolate per i treni che percorrono il ponte, pur tenendo conto dei moti del ponte indotti dal vento e dal passaggio del treno stesso, hanno velocità di vento critico sensibilmente superiore a quelle dello stesso treno a terra o su un viadotto ordinario privo di barriere, oltre che chiaramente ai valori limite fissati dalle normative applicabili. In altre parole, un treno che si trovasse a percorrere il ponte sotto l'azione di certe velocità di vento si troverebbe in condizioni più favorevoli rispetto allo stesso treno posizionato in campo libero.

A conclusione di questo quadro generale sulle verifiche legate alla percorribilità ferroviaria, si menziona il fatto che il team di progettazione del contraente generale ha svolto in sede di PD una molteplicità di analisi dinamiche sia a livello locale (rilevanti per la valutazione dei fattori di impatto sugli elementi sotto binario) sia a livello globale, volte alla verifica dei livelli prestazionali fissati dai Fondamenti Progettuali, queste ultime svolte principalmente con il codice IBIDAS, software proprietario del progettista principale COWI, ma anche, al fine di validazione, con il codice ADTreS, software sviluppato dal Dipartimento di Ingegneria Meccanica del Politecnico di Milano. I risultati di queste analisi sono riportati nel documento del PD *PB0029 - Analisi di*



Percorribilità, Sicurezza e Comfort. Alle analisi svolte dai progettisti si aggiungono poi quelle svolte indipendentemente dal PMC Parsons Transportation Group con la consulenza specialistica del Politecnico di Milano, documentate nella relazione *PMCNWYPICDP00000000000006A - Independent Design Check Report - Volume VI: Railway Runnability Report*. Il PMC ha svolto anche esso analisi sia locali che globali, queste ultime in particolare con l'ausilio di un modello globale realizzato con il codice ANSYS. Tutti i software menzionati sono codici di calcolo ampiamenti validati e utilizzati in numerosi progetti a livello internazionale nell'ambito della percorribilità ferroviaria su ponti di media e grande luce.

Fatte le necessarie premesse su come la percorribilità ferroviaria sia stata considerata in modo approfondito in sede di PD, si esaminano quindi le osservazioni specifiche al riguardo espresse nella relazione ricevuta.

Per quanto riguarda il criterio del massimo scarico ruota ai fini del ribaltamento, in primo luogo non si concorda con l'affermazione che il coefficiente di sicurezza sia stato ridotto rispetto alle originali prescrizioni e solo dopo lo svolgimento della gara d'appalto. Gli estensori a riguardo si riferiscono alle "Specifiche del 2006", mentre, come noto, la gara di appalto si svolse nel 2005. Il riferimento corretto è dunque alle specifiche contrattuali così come previste a base di gara (documento *GCG.F.04.01 Fondamenti progettuali e prestazioni attese per l'opera di attraversamento* del 27/10/2004), in cui la tabella relativa alle prestazioni di percorribilità ferroviaria non fissava alcun valore limite del coefficiente, limitandosi a specificare che la verifica al ribaltamento dovesse essere eseguita. In secondo luogo, e come già menzionato in precedenza, non si comprende a quali specifiche gli estensori intendano effettivamente riferirsi, in quanto non vi è stata alcuna emissione del progetto definitivo nel 2006. Laddove gli estensori si riferiscano ad una versione in bozza o ad uso interno delle specifiche, non parte di una emissione ufficiale e della quale peraltro gli scriventi non hanno trovato riscontro, è evidente che questo non sarebbe un riferimento valido e non si comprenderebbe come essi ne siano venuti in possesso.

Tabella 10: Prestazioni di percorribilità ferroviaria

Prestazioni di Percorribilità		CF (SLS1)	FF (SLS2)
Velocità di progetto		120 Km/h	Soggetta a limitazioni
Prestazioni di percorribilità e sicurezza delle circolazioni	Pendenza longitudinale convenzionale	< 1,80% (un convoglio su una via di corsa) < 2,00% (due convogli su due vie di corsa distinte)	< 2,20% (due convogli su due vie di corsa distinte)
	Pendenza trasversale	< 8%	< 10%
	Sghembi totali di binario (Base corta: basi da 1,3 a 4,5 m)	< 0,250% (0,065% per irregolarità di posa+0,185% per azioni statiche e dinamiche sulla struttura)	< 0,400%
	Sghembi totali di binario (Base lunga: basi da 4,5 a 20 m)	< 0,200% (0,030% per irregolarità di posa+0,170% per azioni statiche e dinamiche sulla struttura)	< 0,275%
	Accelerazione non compensata	< 0,6 m/s ²	< 0,84 m/s ²
	Velocità di rollio	< 0,033 rad/s	< 0,036 rad/s
	Contraccolpo	< 0,25 m/s ³	< 0,58 m/s ³
	Accelerazione verticale della sede ferroviaria	< 0,70 m/s ²	< 1,00 m/s ²
	Accelerazione longitudinale	< 2,5 m/s ²	< 2,5 m/s ²
	Verifica allo svio	SI'	SI'
Verifica al ribaltamento	SI'	SI'	

Tabella prestazioni di percorribilità ferroviaria come riportate nelle specifiche a base di gare (GCG.F.04.01 Fondamenti progettuali e prestazioni attese per l'opera di attraversamento del 27/10/2004)

Per quanto riguarda il valore del criterio del ribaltamento come previsto nella attuale versione dei Fondamenti Progettuali integrata dal contraente generale (documento PG0025 Manuale applicativo riferito ai fondamenti progettuali), questo è stato precisato ad un valore limite del rapporto $\Delta P/P$ pari 0.9. Questa circostanza non è affatto legata all'assunzione di un coefficiente di sicurezza ridotto rispetto alla migliore pratica corrente, come asserito dagli estensori, ma al contrario alla conformità al quadro di riferimento normativo già citato in precedenza. Infatti, tale valore limite del criterio di scarico ruota è quello previsto dalla Normativa EN 14067-6 in coerenza con le specifiche tecniche di Interoperabilità (TSI, High Speed Rolling Stock, Allegato G) le quali definiscono i criteri tecnici e operativi applicabili ad ogni sottosistema dell'infrastruttura ferroviaria nell'ambito dell'Unione Europea e che hanno carattere cogente.

Un valore minore del limite del coefficiente di scarico ruota, in particolare pari a 0.6, viene raccomandato dagli estensori "coerentemente alle indicazioni di molte normative e ad un principio di prudenza, in considerazione del fatto che i valori di normativa sono calibrati su binari posti a terra su base rigida e non su una struttura molto deformabile, come quella dell'impalcato di progetto, ed in considerazione delle elevate incertezze presenti sulla dinamica e aerodinamica del ponte in oggetto". Fermo restando che non si concorda con la presenza di elevate incertezze sulla dinamica e aerodinamica del ponte in oggetto, oggetto di studi estensivi nelle fasi precedenti del progetto e che saranno certamente approfondite in sede di progetto esecutivo, non

viene fornito dagli estensori alcun riferimento specifico alle “molte” normative che prevedano effettivamente il valore 0.6 suggerito e alla loro applicabilità all’opera in esame. Con riferimento al paragrafo 3.4.2 della relazione *PB0029 - Analisi di Percorribilità, Sicurezza e Comfort*, in cui si riporta una discussione in merito al valore adottato per il criterio di ribaltamento, studi precedenti in tale campo erano ad esempio riferiti a curve di raggio planimetrico relativamente ridotto, mentre nel caso in esame i raggi di curvatura anche conseguenti alle deformazioni orizzontali dovute al vento sono superiori ai 50 000 m. Valori minori del rapporto potrebbero inoltre essere pertinenti qualora si consideri il ribaltamento con un approccio statico, ovvero senza considerare l’effetto delle azioni dinamiche, quali irregolarità del binario, forze del vento incidenti direttamente sui veicoli, comportamento della struttura per le azioni dovute al vento e al passaggio del treno e senza considerare la velocità di percorrenza effettiva in condizioni di vento significativo. Nel caso in esame le valutazioni sono state condotte con analisi dinamiche considerando tutti gli effetti menzionati, proprio al fine di minimizzare le incertezze presenti ed in conformità con l’approccio riportato nella citata EN 14067-6 ai fini della determinazione delle curve caratteristiche CWC; pertanto risulta pienamente applicabile il criterio limite $\Delta P/P < 0.9$ fornito da tale normativa. Tale valore è inoltre quello correntemente adottato nella attuale pratica internazionale nell’ambito della percorribilità dei ponti ferroviari, ad esempio con riferimento alle Design Basis del già citato ponte stradale e ferroviario sullo Storstrom, che è attualmente in costruzione in Danimarca.

Gli estensori rilevano poi che, da un esame del documento *PB0029 - Analisi di Percorribilità, Sicurezza e Comfort*, risulta in un caso il superamento del valore limite del massimo scarico ruota, segnatamente pari ad un valore di 0.92 e quindi superiore al limite di 0.9. Tale circostanza è riferita ai risultati del modello indipendente ADTreS con riferimento alla simulazione del passaggio di un treno tipo AV RFI1 alla velocità di percorrenza di 144 km/h (1.2 volte la velocità massima di progetto) ed in condizioni di vento medio pari a 38 m/s. A tal fine, è in primo luogo corretto rilevare che tale modello ADTreS, fu sviluppato dal team di progettazione del contraente generale durante la fase del Progetto Definitivo al fine di confronto e validazione dei risultati principali ottenuti con il software IBIDAS, ampiamente documentati nel report e con il quale sono state condotte le verifiche di progetto. Per il progetto di Messina, il modello globale IBIDAS è stato verificato da modelli indipendenti e, in particolare, per la valutazione della percorribilità è stato utilizzato ADTreS con lo scopo di identificare possibili aree critiche e giustificare che le caratteristiche dinamiche dei treni reali fossero stati modellate correttamente in IBIDAS.

Con questa dovuta premessa sulla natura dei risultati del modello ADTreS e alla loro possibile non completa coerenza con quelli del modello IBIDAS, in ogni caso si rileva come i risultati ottenuti nel modello indipendente del PMC, al quale si è accennato sopra e documentati nel report *PMCNWYPICDP00000000000006A - Independent Design Check Report - Volume VI: Railway Runnability Report*, abbiano permesso di confermare la percorribilità del ponte, ovvero la verifica dei criteri di sicurezza del traffico ferroviario, per tutti i tipi di treno considerati nel progetto in condizioni di vento medio di 38 m/s (54 m/s di velocità di raffica), con riduzione della velocità di percorrenza a 60 km/h e, per il solo treno merci scarico RFI6, con assunzioni ragionevoli sul livello di irregolarità del binario. Questi risultati, pur essendo maggiormente cautelativi di quelli ottenuti dal progettista con il modello IBIDAS, sono conformi ai criteri sopra esposti forniti nella versione estesa ed integrata dei Fondamenti Progettuali, per quanto riguarda la limitazione della velocità massima di esercizio della linea ferroviaria in relazione agli effetti diretti del vento sui convogli ferroviari. Tali analisi sono state svolte, come detto, seguendo l’approccio CWC (Characteristic Wind Curve) in analogia con quanto previsto dalla EN 14067-6 e dalle Specifiche Tecniche Europee per l’Interoperabilità e considerando le condizioni favorevoli sul ponte consentite dalle barriere frangivento. In merito ai valori ottenuti per i coefficienti di scarico ruota nelle analisi condotte, il PMC stesso ha peraltro osservato che “*l’ipotesi fatta sull’effetto di schermo delle barriere poste sul ponte è probabilmente cautelativa: si ricordi che è stato ipotizzato che le barriere introducano una attenuazione della velocità istantanea del vento secondo un coefficiente di riduzione pari a 0.65. A tale proposito, si auspica che l’effetto di riduzione delle pressioni aerodinamiche e/o della velocità del vento prodotto dalle barriere possa essere ulteriormente investigato in galleria del vento, consentendo un raffinamento dei calcoli qui presentati*”.

Considerazioni analoghe valgono per quanto riguarda il superamento del limite relativo all'accelerazione non compensata, rilevato dagli estensori in un ulteriore scenario di carico, sempre relativo ai risultati del modello indipendente ADTreS. In questo caso il riferimento è alla simulazione del passaggio di un treno regionale a due piani tipo RFI4, anche esso con una velocità di percorrenza di 144 km/h (1.2 volte la velocità massima di progetto) ed in condizioni di vento medio pari a 38 m/s. Per questa condizione di carico si può inoltre notare che le verifiche relative alle condizioni di sicurezza (ribaltamento e deragliamento) risultano soddisfatte anche nel modello ADTres, oltre che in quello IBDAS. Alle considerazioni già esposte sopra si può in questo caso anche aggiungere che il controllo dell'accelerazione non compensata risulta significativo principalmente ai fini di limitare l'usura del materiale rotabile ed è quindi correlata alla manutenzione dei treni e non alla sicurezza della circolazione. Nel caso in esame l'usura risulterebbe comunque limitata in virtù della breve durata e della rarità della condizione di carico, con tempi di ritorno attesi di diversi anni.

Per quanto riguarda i commenti sui valori delle pendenze trasversali considerati nelle verifiche di ribaltamento in condizioni dinamiche, gli estensori rilevano quanto segue: *“a pag. 172 nell'Appendice 1 del medesimo elaborato PB0029, si legge il valore $\Delta P/P = 0,88$, ma calcolato in presenza di una contestuale pendenza trasversale pari a $i_r = 1,66\%$, ben minore del $4,37\%$ sopra dichiarata. Se però si considera la massima pendenza trasversale del $4,4\%$, ossia il $2,8\%$ maggiore del valore considerato, si calcola che essa produce uno scarico del 4% e si ottiene in tal caso $\Delta P/P = 0,88 + 0,04 = 0,92 > 0,90$: si ottiene pertanto che tale verifica risulta anch'essa NON soddisfatta”*. In questo caso le considerazioni degli estensori si riferiscono ai risultati del modello globale IBDAS. Lo scenario di carico corrispondente è quello del passaggio di un treno RFI 6, ovvero un treno merci scarico, alla velocità di percorrenza di 144 km/h e con velocità media del vento di 38 m/s. Agli estensori è evidentemente sfuggito che a tale tipologia di treno, che pure risulta particolarmente sensibile al ribaltamento per effetto del vento direttamente incidente sui rotabili, in virtù dello scarso peso dei carri merci scarichi, corrisponde come è evidente un carico applicato al ponte di entità molto limitata (circa 1.25 t/m). Risulta quindi corretto che le pendenze trasversali ottenute per il passaggio di tale tipologia di treno siano ben minori di quelle corrispondenti al passaggio di convogli molto più pesanti. Il ragionamento esposto non è quindi valido in quanto non è ragionevole considerare il ribaltamento di una particolare tipologia di treno (reale) in presenza di una pendenza trasversale ottenuta con l'applicazione di carichi diversi sull'opera, in particolare con modelli di carico convenzionali di entità molto maggiore. Più in generale, non sarebbe comunque corretto confrontare le massime pendenze ottenute dalle analisi statiche, con l'applicazione di modelli di carico di natura convenzionale, con i risultati ottenuti dalle analisi dinamiche per treni di tipo reale.

Quanto al commento sul valore del rapporto di ribaltamento pari a 1.047 riportato nella medesima appendice della relazione, questo è relativo sempre al treno merci scarico RFI6, con velocità di percorrenza di 144 km/h ma in questo caso con velocità media del vento pari a 44 m/s e con raffiche di oltre 60 m/s (216 km/h). Si è già detto sopra come tali condizioni estreme siano incompatibili con la percorribilità di tale tipo di treno, che risulta possibile fino a velocità medie del vento di 38 m/s e con velocità di percorrenza di 60 km/h. Questo comportamento è tuttavia legato sostanzialmente all'azione del vento direttamente incidente sul treno ed è pressoché indipendente dal comportamento del ponte (e alla sua inclinazione trasversale). Si è anzi evidenziato in precedenza come le curve caratteristiche di vento CWC calcolate per i treni che percorrono il ponte abbiano velocità di vento critico sensibilmente superiore a quelle dello stesso treno in condizioni di campo libero a terra o su un viadotto.

In conclusione, in risposta alle presunte criticità sulla percorribilità ferroviaria riportate dagli estensori, si deve considerare che, ove anche fossero presenti, simili rare e puntuali incoerenze con le severe condizioni indicate nelle specifiche sono connesse alle azioni dirette del vento, come sarebbero presenti su qualunque opera o anche a terra in condizioni analoghe di quota e ventosità e possono comunque essere facilmente collocate all'interno di sistemi di gestione del traffico, che certamente saranno presenti per l'opera.

4 STABILITÀ AERODINAMICA

Il quarto capitolo del documento è stato strutturato in maniera analoga alla seconda parte del terzo, ovvero mediante la riproposizione di alcuni estratti dei rapporti avente come oggetto gli “studi aerodinamici” (non essendo il *vortex shedding*, contrariamente a quanto indicato, un fenomeno di instabilità), evidenziandone alcune parti – evidentemente oggetto di particolare attenzione – in grassetto. Seguono le domande, codificate con lettera e numero. In particolare, il capitolo è strutturato per componenti: impalcato, cavo e torre. Nell’affrontare argomenti diversi – dal numero di Reynolds ai riferimenti bibliografici – a cui nel seguito si darà riscontro, emerge tuttavia un motivo di fondo, ovvero l’appropriatezza degli studi svolti al livello di sviluppo progettuale previsto: si chiedono infatti gli estensori se *“le criticità già osservate in sede di Progetto Definitivo, non avrebbero dovuto trovare superamento e risoluzione già all’interno della stessa fase prima di passare al Progetto Esecutivo? E ancor prima di sottoscrivere un qualsivoglia contratto di appalto?”* o ancora *“Non ritiene il C.S. che si debbano attendere i risultati positivi e robusti di tali prove prima di procedere con ulteriori azioni?”* ed infine *“La criticità di vortex shedding osservata dagli sperimentatori non richiederebbe forse una approfondita rielaborazione – in sede di Progetto Definitivo – del disegno delle Torri, atta ad eliminare la stessa criticità?”*.

Ebbene a tal riguardo, fermo restando che ai sensi tanto del D.Lgs 163/2006 quanto del D.Lgs 50/2016 (avendo, il nuovo Codice degli Appalti Pubblici, eliminato il livello di progettazione definitiva) *Il progetto definitivo individua compiutamente i lavori da realizzare mentre Il progetto esecutivo, redatto in conformità al progetto definitivo, determina in ogni dettaglio i lavori da realizzare e il relativo costo previsto e deve essere sviluppato ad un livello di definizione tale da consentire che ogni elemento sia identificabile in forma, tipologia, qualità, dimensione e prezzo*, è bene chiarire che:

- Il Progetto Definitivo è stato a suo tempo:
 - o Verificato dal Project Management Consultant Parsons
 - o Validato da RINA Checks, quale Organismo di Controllo Tecnico di terza parte,
 - o Istruito dal il Comitato Scientifico della Società Stretto di Messina, che ha espresso parere positivo per l’approvazione.
 - o Approvato, all’unanimità, dal Consiglio di Amministrazione della Società Stretto di Messina s.p.a.
- Nessuna delle entità chiamate a pronunciarsi ha pertanto **ritenuto che quanto osservato dagli estensori potesse in alcun modo ravvisarsi come “criticità”**; in caso contrario il Progetto Definitivo non sarebbe stato approvato.
- Le prove che dovranno essere sviluppate in Progetto Esecutivo sono perfettamente coerenti con la definizione di tale livello progettuale, ovvero andranno a definire compiutamente il dettaglio di componenti secondari (la maglia degli schermi anti-vento, eventuali smorzatori per i cavi etc.); **in nessun caso tali ulteriori indagini potranno comportare significative alterazioni del Progetto Definitivo.**

- Il Comitato Scientifico, nel raccomandare l'approvazione del Progetto Definitivo, ha espresso anche una serie di raccomandazioni per lo sviluppo del Progetto Esecutivo, aventi tra le altro come oggetto le prove in galleria del vento (parimenti il PMC e l'OCT). Con atto aggiuntivo al contratto tra la Società Stretto di Messina S.p.A. e Eurolink S.C.p.A il Contraente Generale si è a suo tempo **obbligato a dare integrale esecuzione a quelle prescrizioni e raccomandazioni** in oggetto **rinunciando (...) ad ogni pretesa economica dipendente e conseguente dal recepimento delle prescrizioni e raccomandazioni (...) dichiarando di aver ragionevolmente stimato in modo completo e compiuto, sotto il profilo tecnico - economico che il recepimento di dette prescrizioni e raccomandazioni non comporta alcuna variazione di soluzione tecnica né di costo dell'Opera.**

Tanto premesso, si riscontrano le ulteriori domande e considerazioni degli estensori.

4.1 PROVE AERODINAMICHE SULL'IMPALCATO

- Circa una presunta mancanza di affidabilità dei risultati in forza di sperimentazioni in diversi laboratori, si rileva innanzitutto un'apparente contraddizione con quanto affermato dagli estensori in apertura di capitolo (*“La campagna, con prove condotte presso ben 5 Laboratori (3 in EU e 2 in Canada) dotati di modernissime gallerie del vento, testimonia la cura posta dai progettisti nella ricerca delle eventuali criticità concernenti la stabilità aerodinamica dell'opera.”*). Scendendo nel merito, a parere di scrive l'aver effettuato prove in diversi laboratori (in forza, in primis, della specifica contrattuale CGC.F.05.03, che richiede che le prove siano effettuate in almeno due laboratori) rappresenta non un vulnus ma al contrario, **una garanzia di robustezza e all'affidabilità del risultato complessivo della campagna**, i valori dei parametri adottati sono stati, come suggerisce la prudenza e buona prassi ingegneristica, i più conservativi riscontrati. Le diverse scale, peraltro tutte contenute nell'intervallo ammissibile stabilito dalle specifiche, sono il risultato delle possibilità fisiche delle diverse facility, che, come noto, esistono in numero limitato a livello mondiale.
- Come pure noto, il numero di Reynolds (Re) è direttamente proporzionale alla velocità del flusso e della dimensione dell'oggetto. Stante la necessità di testare modelli in scala, il modo diretto di aumentare il valore di Re richiederebbe di aumentare la velocità del flusso a valori che eccedono le possibilità attualmente offerte dalla tecnologia. Per ovviare a questa criticità il Politecnico di Milano, durante lo svolgimento di prove indipendenti commissionate dal PMC (Parsons) ha applicato al modello delle “rugosità” tali da riprodurre “artificialmente” alti numeri di Reynolds e studiare la dipendenza dei parametri aerodinamici, fino a stabilire il valore soglia oltre il quale non si registrano più effetti legati al valore di Re. Con riferimento alla stabilità aerodinamica, **i livelli di smorzamento residui misurati** alle velocità di 54 m/s e 75 m/s, in aggiunta a verificare ampiamente le richieste delle specifiche contrattuali, **sono superiori sia a quanto rilevato nelle prove svolte per conto del CG che alle stesse prove svolte dal PoliMi a numeri di Reynolds inferiori (modello “liscio”)**. Di conseguenza si ritiene che le prove supplementari che verranno svolte in PE risulteranno in valori maggiori delle velocità critiche per flutter. Pari considerazioni possono essere fatte per i restanti parametri testati, per i quali, per inciso, “l'effetto Reynolds” non è più rilevato anche per valori inferiori a quelli ottenuti per il “modello liscio”.
- Il requisito di velocità critica minima nei confronti il flutter, pari a 75 m/s, incorpora in sé un coefficiente di sicurezza 1.25 rispetto alla massima velocità attesa (SLIS) alla quota di impalcato, pari a 60 m/s.
- Per quanto alla stabilità aerodinamica nei confronti del flutter, in aggiunta alle precedenti considerazioni, si precisa che tutte le professionalità coinvolte (fra cui i maggiori esperti mondiali in materia di aerodinamica dei ponti) sono concordi nel giudicare il solo risultato formalmente non

soddisfatto (prova D3 in flusso calmo, treno più veicoli stradali su cassone sopravvento, angolo di attacco 0°), come un’anomalia data del modello testato. Tanto in ragione dei valori doppi o più che doppi rilevati tanto per angoli di attacco di +/- 4° in flusso laminare quanto per angolo di attacco 0° in flusso turbolento. Si è pertanto completamente confidenti che le prove che saranno svolte in sede di Progettazione Esecutiva risulteranno in un completo soddisfacimento, con margine, del valore soglia.

- Le prove del modello di sezione finale (D8) hanno visto lo svolgimento di indagini su due tipologie di pannelli antivento destinati a essere installati sul lato esterno delle passerelle di ispezione, ovvero una lamiera stirata secondo quanto specificato dal cliente (schermo tipo A) e una lamiera forata (schermo tipo B), entrambi con coefficienti di perdita di carico di 2,7. I test in galleria del vento hanno dimostrato che lo schermo “tipo A” conferisce al flusso del vento una direzionalità tale da favorire vibrazioni indotte da distacco di vortici. Nonostante il fenomeno fosse notevolmente attenuato per le prove svolte con schermi “tipo B”, CG ha comunque effettuato uno studio di un possibile intervento di mitigazione per i pannelli contrattualmente previsti, appunto rappresentato dalla schermatura. **Non vi è alcuna intenzione di inserire alcuna pannellatura orizzontale tra i cassoni**, quanto piuttosto di indagare ulteriormente la forma ottimale delle aperture dei pannelli antivento in sede di PE. Si tratta quindi di un aspetto di mero dettaglio, proprio di detto livello di approfondimento progettuale.
- A riguardo dello smorzamento strutturale, gli estensori confondono **smorzamento massimo** dei modelli in scala (0,50%) mediante i quali viene misurata la stabilità aerodinamica e **lo smorzamento minimo** (2,0%) che devono manifestare i primi quattro modi di vibrare verticali e torsionali. In altre parole, il primo è un requisito intrinseco, il secondo una prestazione (!) e tiene conto, oltre che dello smorzamento strutturale, anche di quello aerodinamico. Entrambi i valori sono stabiliti dalla specifica contrattuale base gara CGC.F.05.03. Nello svolgere le proprie valutazioni indipendenti sulla stabilità, il PMC ha effettuato valutazioni considerando come riferimento uno smorzamento strutturale $\xi = 3 \times 10^{-3}$. Circa il fenomeno del distacco di vortici ha inoltre effettuato uno studio, per la configurazione di impalcato ottimizzata, con lo scopo di valutare di ampiezza delle vibrazioni al variare del numero di Scruton, ovvero dello smorzamento. L’immagine che segue (tratta dal documento *IDC report Vol IV of XII Aerodynamic testing of superstructure - App_A*) da evidenza di quanto affermato.

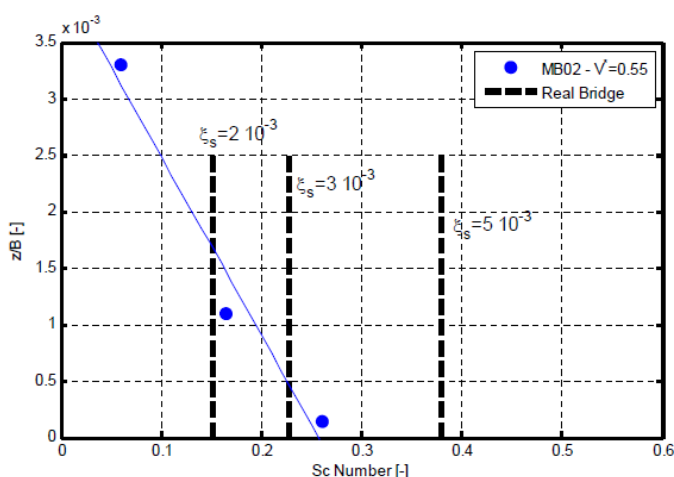


Figure 7.83 Steady state response: non dimensional oscillation amplitude, MB02 configuration, flexural motion as function of Scruton Number

- Quanto alla questione delle videoregistrazioni delle gallerie del vento va detto che, pur conservando una loro utilità e una funzione di *witnessing*, sono nella efficace interpretazione dei risultati largamente

superate dai molto più accurati sistemi di registrazione e elaborazione della risposta sperimentale oggi disponibili, al contrario di quanto storicamente avveniva nei primi periodi di utilizzazione delle gallerie del vento, motivo per cui non sono state incluse nella documentazione progettuale. In spirito di collaborazione e di massima trasparenza ci stiamo impegnando a reperire tutto il materiale video ancora disponibile presso i laboratori in cui a suo tempo furono effettuati i test.

- Potrebbero per gli aspetti di conoscenza gli estensori indicare i documenti indicati in bibliografia di cui ritengono imprescindibile la consultazione? Si immagina siano consapevoli che la maggior parte dei documenti in bibliografia è inclusa nel Progetto Definitivo: per lo più si tratta degli annessi alla relazione PB0034, o di appendici ai report PB0037 e PB0038.

4.2 PROVE AERODINAMICHE SUI CAVI ACCOPPIATI

Le prove effettuate sui cavi accoppiati sono state svolte nella galleria del DLT di Gottinga, un tunnel ad aria compressa che ha permesso di raggiungere valori non scalati dei numeri di Reynolds. È necessario tuttavia considerare che le caratteristiche intrinseche della *facility* non permettono l'implementazione di un modello **aeroelastico**, e che di conseguenza i test svolti sono di natura **statica**. Ne discende che **le considerazioni sulla stabilità (galloping) sono di natura puramente teorica** e derivano come fenomeno potenziale da alcuni valori delle derivate delle curve di drag misurati in galleria, **non suffragate da prova diretta come per il caso dell'impalcato**. Le “*gravissime vibrazioni*” sono poi vibrazioni meccaniche della struttura di supporto del modello, non del cavo stesso!

Era già previsto dodici anni fa, ed è stato ribadito nella Relazione del Progettista, che il Progetto Esecutivo vedrà lo svolgimento di prove aeroelastiche per il cavo accoppiato. Tali prove avranno lo scopo di verificare l'effettiva insorgenza o meno del fenomeno di instabilità previsto a livello teorico e, nel caso, di progettare le misure di mitigazione. Come evidenziato nel documento PB0039, gli smorzatori non sono altro che l'ipotesi di backup per l'**eventuale** mitigazione del galloping, ove delle misure si rivelassero necessarie e ove non fosse sufficiente l'introduzione fra i cavi di lastre forate o grigliati, comunque da prevedere per il sistema di ispezione e accesso. Il progetto di entrambi rientra in ogni caso nel livello di dettaglio proprio del Progetto Esecutivo, trattandosi peraltro di oggetti molto semplici e di facile ingegnerizzazione.

4.3 PROVE AERODINAMICHE SULLE TORRI

Nel porre la prima delle loro due domande a valle della disamina del documento sulle prove in galleria delle torri, gli estensori, con un artificio retorico peraltro ampiamente utilizzato in precedenza, suggeriscono già una risposta: non sarebbe forse meglio *un'approfondita rielaborazione – in sede di Progetto Definitivo [con conseguente bocciatura dell'attuale, n.d.r.] – del disegno delle Torri, atta ad eliminare la stessa criticità?* A tal proposito va ricordato che i fenomeni in questione poco dipendono, nell'ambito di geometrie tozze pseudo-rettangolari, dal dettaglio della forma della sezione trasversale ma in misura primaria dalle proprietà modali delle torri che per molte motivazioni debbono essere il più possibile leggere e flessibili, anche per mitigare gli effetti del sisma. Tutti i grandi ponti con torri in acciaio sono dotati di dispositivi di smorzamento, passivo o attivo. Gli estensori, a cui il numero di 16 smorzatori per torre sembra elevatissimo, potranno facilmente verificare che il pur più **piccolo Akashi Kayko è dotato di 20 smorzatori per torre**. Superfluo specificare che dal 1997 ad oggi non sono state osservate vibrazioni anomale per distacco di vortici per l'opera in questione.

I dispositivi di smorzamento passivi – TMD – sono costituiti da un sistema massa-molla-smorzatore, sono progettati prendendo a riferimento la frequenza fondamentale della torre, e successivamente tarati sulla base di misure effettuate sulla struttura reale finita. La definizione progettuale degli stessi è pertanto perfettamente pertinente al livello di Progettazione Esecutiva. Riguardo alla tematica dei dispositivi di controllo delle



vibrazioni nelle torri vale la pena di ricordare come recenti realizzazioni (Ponti Ozman Gazi, Ponte di Çanakkale) hanno visto l'adozione di dispositivi di controllo attivo (AMD), che essendo dotati di masse movimentate da attuatori, non presentano necessità di taratura. In sede di Progetto Esecutivo si valuterà la possibilità di avvalersene, in luogo o accanto ai TMD previsti a PD; ovvero di adottare dispositivi semi-attivi (SADA-TMD). Si tratterà, pertanto, della sola definizione (oltre che del progetto di dettaglio) del tipo di dispositivo maggiormente efficace per controllare le vibrazioni indotte dai vortici, non sussistendo alcun dubbio circa tale possibilità. Le prove effettuate durante lo sviluppo del Progetto Definitivo hanno visto, infatti, la risoluzione dell'eccitazione da distacco di vortici introducendo smorzamento strutturale aggiuntivo, ottenuto nel modello *mediante una pala in rame supportata da un'asta in fibra di carbonio proveniente dalla torre, tra i poli dell'elettromagnete*. Le ulteriori prove che saranno svolte in sede di PE vedranno invece una modellazione esplicita dei dispositivi di controllo delle vibrazioni.

5 COSTRUIBILITÀ

Il tema della costruibilità è certamente un argomento articolato, per i dettagli del quale si rimanda ai numerosi documenti del Progetto Definitivo che lo trattano, oltre 80 elaborati per la sola sovrastruttura del ponte, limitandosi in questa sede a poche considerazioni direttamente riferite ai punti sollevati dagli estensori. Si vedrà come si sia in molti casi fatto riferimento a tecnologie consolidate nella realizzazione di ponti di grande luce, proprio al fine di limitare i “*problemi nuovi*” e “*inaspettati*” citati dagli estensori.

Sulla luce eccezionale già si è detto e del progresso che questa comporta c’è sempre stata piena consapevolezza da parte della SdM. Proprio per questo per molti altri aspetti si sono evitate scelte estreme: ad esempio per i cavi portanti si è scelta la soluzione di due coppie, per limitarne il diametro a poco più di quanto già realizzato in ambito internazionale al momento della stesura del progetto preliminare e poi del definitivo, ossia a circa 1.26 m rispetto ai circa 1.10 m dell’Akashi. Si può anche rilevare come negli ultimi anni vi siano stati notevoli avanzamenti in campo internazionale, ad esempio attualmente il cavo più grande realizzato è quello del ponte stradale e ferroviario WuFengShan sullo Yangtze in Cina (2020, luce 1092 m) con un diametro dei cavi principali di 1.3 m, ma ne sono in progetto esempi di dimensioni ancora superiori, come il ponte ShiZiYang in Cina che prevede cavi di diametro pari a circa 1.5m. Si sottolinea che si intende comunque mantenere la soluzione con cavi accoppiati nel progetto esecutivo, anche se il progresso delle dimensioni dei cavi evidente nelle realizzazioni degli ultimi anni potrebbe suggerire la fattibilità di un cavo singolo che avrebbe però nel caso in esame dimensioni nell’ordine di 1.80 m. Tale scelta è chiaramente intesa proprio a limitare l’entità delle tensioni secondarie, le dimensioni delle fusioni per selle, collari e attrezzature per la compattazione dei cavi.

La tecnica costruttiva dei cavi principali è poi la stessa già utilizzata nelle maggiori realizzazioni degli ultimi decenni (si citano ad esempio Akashi, Canakkale, Osman Gazi) ossia quella delle funi prefabbricate PPWS, con identica dimensione delle singole funi alla messa in opera (127 fili da poco più di 5 mm di diametro), ritenuta vantaggiosa rispetto alla tradizionale tecnica dell’aerial spinning anche per la riduzione della sensibilità alle condizioni meteorologiche durante le operazioni di realizzazione dei cavi. Per quanto riguarda la lunghezza complessiva dei cavi da ancoraggio ad ancoraggio, che nel caso in esame è pari a 5.3 km, questa non rappresenta certo un salto eccessivo rispetto a quanto già realizzato, ad esempio l’Akashi ha delle funi di lunghezza complessiva di oltre 4 km per via delle campate laterali relativamente lunghe. Indubbia la maggiore luce, che richiede una adeguata passerella di servizio per la realizzazione, tanto che questa importante struttura temporanea era già stata ricompresa nel progetto sin dalla versione di massima del 1992.

Per quel che riguarda le torri l’altezza di 399 m non è certo prototipale: le torri dell’Akashi sono alte 300 m, quelle del “1915” oltre 330 m e sono tutte realizzate con acciai in grande spessore, con metodologie e tecnologie del tutto analoghe a quelle che saranno necessarie per il ponte sullo Stretto, in condizioni morfologiche e di ventosità non certo inferiori a quelle dello Stretto; non si comprende quindi per qual motivo gli estensori citino dei “*forti venti*” o delle “*sensibili oscillazioni*”. Basta considerare, ad esempio, che si sono realizzati ponti di grande luce in condizioni climatiche ben più severe, ad esempio in Norvegia l’Hålogaland Bridge, realizzato oltre il circolo polare artico. Che il programma delle operazioni di montaggio sarà sviluppato anche in funzione della ventosità è del tutto normale e non ci saranno le “*sensibili oscillazioni*” che, come pure è usuale per queste opere e si è già detto, saranno controllate con sistemi di smorzamento.

Per quanto riguarda l’impalcato le tecnologie adottate per la movimentazione ed il sollevamento dei conci non saranno sensibilmente diverse da quelle utilizzate con successo in molti altri ponti sospesi, pur a fronte di dimensioni dei conci superiori. D’altra parte, in ponti a travata di luci ben minori si varano o sollevano con tecnologie consolidate elementi di lunghezza e peso molto superiori ai conci di impalcato previsti nel caso in esame. Si evidenzia inoltre come la stabilità aerodinamica durante le fasi costruttive dell’impalcato non



completato e con i conci collegati da connessioni temporanee sia stata studiata con apposite prove in galleria del vento, che certamente saranno ulteriormente approfondite in sede di progetto esecutivo. La realizzazione delle connessioni temporanee non pone problematiche tecnologiche diverse da quanto affrontato in altri ponti di grande luce così come quella delle saldature definitive che interessano lamiera di spessore contenuto e non sono certamente diverse da quelle eseguite in impalcati a lastra ortotropa anche di luce meno importante.

Gli estensori citano poi l'esperienza di uno di loro relativa alla realizzazione del ponte sullo Storebaelt. Senza voler entrare in troppi dettagli in proposito, si rappresenta come quell'opera e gli aspetti citati siano ben noti nell'ambiente tecnico internazionale e alla SdM, non foss'altro perché i progettisti di quel ponte e del definitivo di quello sullo Stretto sono gli stessi. Alcuni dei provvedimenti descritti per le fasi costruttive dello Storebaelt sono poi del tutto usuali per i ponti sospesi (ad esempio sequenze di montaggio dell'impalcato, connessioni temporanee fra i conci, provvedimenti per il controllo delle saldature), con un unico episodio effettivamente inatteso, ossia le oscillazioni per distacco di vortici durante il montaggio dell'impalcato. Che si sia trattato di una problematica di impatto limitato lo dimostra la facilità con la quale è stata risolta tramite un provvedimento anch'esso ben noto, ossia l'introduzione dei cosiddetti "guide vanes", apposite appendici aerodinamiche per il controllo del flusso. Più importante è però sottolineare che il fenomeno, dovuto non tanto alla luce quanto al dettaglio della forma dell'impalcato, sarebbe stato certamente individuato con le tipologie di prova in galleria del vento già effettuate per il ponte sullo Stretto, la cui numerosità e vastità gli stessi estensori riconoscono. Le prove ulteriori che saranno effettuate in sede di progetto esecutivo saranno proprio indirizzate alla definizione di dettagli di forma, ove necessario, atti a prevenire quel tipo di fenomeni.

6 CONCLUSIONI

Alle questioni specifiche poste dagli estensori si è data in questa sede una sintetica risposta, rimandando alla assai più vasta mole di documentazione disponibile per tutti gli approfondimenti del caso. Della eccezionalità del progetto la SdM è ben consapevole e lo dimostra la cautela delle specifiche progettuali, la più volte citata estensione di prove ed analisi che vanno molto oltre quel che sia mai stato fatto per un ponte, le professionalità e le procedure di verifica messe in campo per gli studi di fattibilità, i progetti di massima e preliminare, il progetto definitivo e quelle analoghe che lo saranno per il prosieguo: è quindi del tutto inaccettabile l'espressione di "terreno inesplorato" utilizzata dagli estensori. Si tratta invece di un grande progresso su solide basi, che non può essere smentito da generiche espressioni di dubbiosità e che si auspica, come accennato in premessa, che possa portare ad una visione condivisa con la comunità tecnica nazionale una volta che sia stata compiutamente trasmessa la necessaria conoscenza.

Jamal Assad
Vice-President Bridges International
COWI A/S

Prof. Fabio Brancaleoni
Direttore Tecnico
E.D.IN. Ingegneria s.r.l.