

IL PROGETTO DEL PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA

VENTO, SISMA, CAVI E ALTRI
ELEMENTI STRUTTURALI:
REALTÀ E CERTEZZE

Sommario

1	Introduzione.....	3
2	Il comportamento strutturale del ponte.....	3
3	Le Prove Aerodinamiche in Galleria del Vento	21
4	Il Sistema di Sospensione Principale.....	31
5	Faglie e terremoto di progetto - fondazioni lato Calabria.....	45
6	Conclusioni.....	54

1 INTRODUZIONE

Il presente documento illustra la risposta alle affermazioni contenute nel testo “*Un ponte “sospeso” sullo Stretto di Messina: realta’ o utopia?*” di Fabrizio De Miranda, Federico Mazzolani e Santi Rizzo (di seguito “gli Estensori”) con lo scopo principale di ristabilire la verità tecnica, e pertanto inoppugnabile, sul Progetto Definitivo approvato per il Collegamento Stabile fra la Sicilia e il Continente, ed in particolare della sua opera principale, il ponte sospeso a luce unica sullo Stretto di Messina (l’Opera di Attraversamento).

Il testo in oggetto riprende ampiamente una specifica Relazione inviata dagli Estensori al Comitato Scientifico ed a Stretto di Messina il 13/02/2024, documento successivamente allegato alla procedura di Valutazione Impatto Ambientale (prot. 0069323 del 12/4/2024) e a cui è già stato dato ampio riscontro in appendice alla relazione progettuale AMW3260 (“Procedura di Valutazione Impatto Ambientale – Riscontro alle osservazioni del pubblico”), introducendo alcuni elementi di novità relativi al sistema di sospensione principale (le funi) e alla geosismotettonica (“faglie e fondazioni lato Calabria”). Brevi cenni a presunte questioni di interferenza con il traffico navale e a presunte soluzioni alternative alla campata unica sono introdotti in paragrafi apparentemente dedicati ad altro (costi dell’Opera e iter approvativo).

Affermano gli Estensori che *l’ipotesi di luce da 3300 m in campata unica comporta numerose perplessità in relazione ad aspetti tecnici reali, verificabili e fattuali*. Risulterà evidente a chi avrà la pazienza di proseguire nella lettura del presente documento che le perplessità adombrate non esistono, né tantomeno possono essere ascritte alla soluzione a campata unica, soluzione che oltre cinquant’anni di studi hanno provato essere l’unica opera atta a stabilire un collegamento permanente tra la Sicilia e il Continente.

Infine, si sottolinea come la predisposizione e l’approvazione del progetto definitivo sia il risultato di un articolato percorso di approfondite verifiche e controlli. Tale processo, a partire dal progetto redatto e aggiornato dal contraente generale Eurolink (i cui principali partner sono Webuild, IHI, Sacyr e Cowi, massimo esperto di ponti sospesi nel mondo), ha coinvolto tra gli altri la statunitense Parsons Transportation in qualità di Project Management Consultant, che ha effettuato anche la verifica indipendente del progetto, e un Expert Panel composto da quattro massimi esperti nelle discipline di aerodinamica-aeroelastica, sismica, geotecnica e ambiente.

2 IL COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEL PONTE

Il presente capitolo è dedicato al comportamento strutturale dell’Opera di Attraversamento in particolare, e dei ponti sospesi di grande luce più in generale. In particolare:

- viene in primo luogo offerto un excursus storico-tecnico sulla concezione dei ponti sospesi, con lo scopo finale di smentire qualunque significato che gli Estensori vorrebbero attribuire ad alcuni parametri geometrico-dimensionali.
- Successivamente vengono esaminate e contro dedotte le osservazioni ricevute circa inesistenti carenze in termini di percorribilità stradale e ferroviaria.
- Infine, sono brevemente discussi argomenti relativi al franco navigabile e presunte soluzioni alternative, la cui fattibilità, contrariamente alla soluzione a luce unica, non è mai stata provata e per cui anzi sussistono a tutt’oggi fondate argomentazioni in senso contrario.

In tal senso, le citazioni dal testo “*Un ponte “sospeso” sullo Stretto di Messina...*” riportate nel seguito sono state tratte dai capitoli 2, 3.1, 3.2 e 4 dello stesso.

2.1 CONCEZIONE E CARATTERISTICHE DELL’OPERA NEL QUADRO DELLA EVOLUZIONE DELLO STATO DELL’ARTE DEI PONTI SOSPESI

Gli scriventi intendono in primo luogo riaffermare la piena consapevolezza che i numerosissimi esperti e tecnici che hanno studiato il problema di una soluzione ottimale per l'attraversamento dello Stretto posseggono relativamente al quadro di sviluppo passato e recente del settore dei ponti di grande luce. Altrettanto piena la consapevolezza che una luce di 3300 m comporta un progresso estremamente significativo rispetto all'esistente, tanto che occorre ricordare come la prima soluzione di riferimento degli studi condotti negli anni '70 e primi anni '80 è stata a lungo quella prima a tre poi a due campate. Da un lato l'evidenza raggiunta della difficoltà, dei rischi e dei costi connessi con la realizzazione delle pile in mare e dall'altro la progressiva convinzione, raggiunta dopo decenni di studi e valutazioni, della compiuta fattibilità della soluzione a campata unica hanno condotto a indicarla come la soluzione più adatta per lo Stretto, sulla base di solide certezze delle quali si cercherà di dare un minimo cenno in queste pagine, inevitabilmente poche rispetto alla vastità dell'argomento. Un punto specifico verrà dedicato alla questione soluzione alternativa a tre campate, come noto, ripresa dal GdL MIT nel 2021.

Entrando nel merito del documento, i dati relativi ai ponti esistenti esposti dagli Estensori sono naturalmente tanto corretti quanto ben noti a chi minimamente si interessa di questo argomento: su di essi e solo per cronaca, senza che questo cambi il quadro generale, si ritiene utile far osservare che nella tabella di Fig. 1 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 impalcati a cassone multiplo, derivata dagli studi effettuati per il ponte sullo Stretto, e al ponte Shenzhen-Zhongshan di 1666 m di luce in Cina, completato nel 2024. Per una lista accurata è d'altronde 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), una linea ferroviaria ordinaria sempre a doppio binario, oltre che di una autostrada ad otto corsie di marcia. Se non un record per luce, certamente molto significativo per carichi e prestazioni. Si segnala poi che non vengono indicati come ferroviari due ponti sulla direttrice Kojima-Sakaide in Giappone, il Kita Bisan Seto e lo Shimotsui Seto che invece lo sono con le stesse caratteristiche del Minami Bisan Seto sulla stessa linea di attraversamento, che fa parte del collegamento Honshu-Shikoku.

Per completare il quadro, vale la pena di aggiungere che sono attualmente in costruzione diversi ponti ferroviari con luci superiori ai 1000 m, tra cui il notevole Xihoumen Road and Rail bridge, con luce di 1488 m, citato anche dagli Estensori, 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. Come luce assoluta il nuovo record sarà invece a breve detenuto, ancora in Cina, dallo Zhang-Jing-Gao, sullo Yangtze, di 2300 m di luce.

Le tesi degli Estensori in proposito sono chiaramente esposte: il progresso dimensionale dei ponti è lento e progressivo, un salto dimensionale significativo come quello che comporterebbe un ponte di 3300 m è innaturale, citando le loro parole e in riferimento al grafico di Fig. 4:

“La luce prevista attualmente (3300 m) risulterebbe ... molto maggiore della luce fino ad oggi realizzata per ponti stradali (Canakkale bridge sui Dardanelli, Turchia, 2023 m) con un salto del 63% assolutamente inconsueto rispetto al progresso storico delle massime luci finora realizzate, che è sempre stato graduale”,

e successivamente

“L'impennata della curva è impressionante e non è sostenuta da nessuna considerazione tecnica. Per queste ragioni si considera azzardata questa soluzione. Una crescita così abnorme si potrebbe giustificare solo se ci fosse stata nel frattempo una “rivoluzione” nei materiali da costruzione, ma questo oggi non si è verificato”.

Verrebbe da dire, una riproposizione in ambito tecnico della famosa espressione “*natura non facit saltus*”, che Leibnitz utilizzò per negare la struttura atomica della materia. A parte i fatti semantici, va detto che se gli Estensori del documento ritengono che un progresso come quello proposto con il ponte sullo Stretto non sia sostenuto da alcuna considerazione tecnica 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 hanno convalidato ed apprezzato la soluzione adottata, 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 certo del 63% rispetto al “1915”, o del 43% rispetto al citato Zhang-Jing-Gao di 2300 m in costruzione in Cina. 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 sia 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 preconcepita 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. Il “salto” è dunque avvenuto non a livello di materiali ma di aerodinamica: lo sviluppo dell’impalcato multi-cassone ha consentito di risolvere il problema dell’instabilità per flutter rendendo realizzabili ponti sospesi con luci maggiori di 1800 m.

A supporto delle loro argomentazioni e alle supposte difficoltà di realizzazione di ponti sospesi ferroviari di grande luce, gli Estensori citano anche i casi dei due ponti Akashi e Storebaelt, adombrando difficoltà tecniche nella scelta della loro destinazione solo stradale e affermando che esse ne sono la “*spiegazione logica*”. Purtroppo, le spiegazioni logiche basate su mancata conoscenza sono spesso fallaci.

Relativamente al ponte sull’Akashi viene riportato che

“era stato previsto in origine con un doppio livello di careggiata sia stradale che ferroviaria; ma alla fine i gestori della linea 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. Obbiettivo 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, con un progetto comprendente tre linee di collegamento. In una prima ipotesi, degli anni ’70, fu

previsto un collegamento ferroviario sull'allineamento Est, con minore distanza dalla conurbazione Kobe-Osaka ma decentrato rispetto alle maggiori città di Shikoku, comprendente 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. 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 Stretto di Messina. In quell'occasione fu 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 il ponte

“appartiene ad una rete trasportistica composta da una serie di viadotti, dove il traffico automobilistico cammina in parallelo con quello ferroviario per congiungere lo Jutland con la capitale. Arrivati al grande salto fra le isole di Fiona (il nome effettivo dell'isola è Funen, un refuso da parte degli Estensori ndr) e di Zealand dove si trova Copenaghen, le due vie si biforcano: 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 (Figura 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 snellezza di 406”.

La “spiegazione logica” è però appunto 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”. Analoghi riferimenti si trovano in (K. H. Ostenfeld “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”* [grassetto e sottolineato introdotti dagli autori della presente].

La decisione di separare la parte stradale da quella ferroviaria, collocata in tunnel, fu infatti non tecnica, ma di politica dei trasporti. 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 del testo citato, 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.

Entrando poi in aspetti maggiormente tecnici, viene nell'articolo attribuito un ruolo molto importante al parametro H/L , ossia al rapporto fra altezza dell'impalcato H e lunghezza della maggiore campata L (*"Oltre alla luce massima, svolge un ruolo determinante il rapporto (H/L) fra l'altezza dell'impalcato (H) e la lunghezza della campata più lunga (L), il cui inverso rappresenta la "snellezza" di un ponte ed è un parametro fondamentale per giudicare la sua deformabilità, che cresce al crescere del denominatore di questo rapporto"*). Questa visione è assolutamente non condivisibile per i ponti sospesi, largamente superata in tutto lo stato dell'arte internazionale e sostanzialmente erronea. Il parametro indicato è valido quando la prestazione strutturale è principalmente associata a comportamento flessionale dell'impalcato di un ponte a travata, 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). Nei ponti sospesi invece contributo determinante alla rigidezza globale della struttura è fornito dalla rigidezza geometrica del cavo principale, come certamente noto anche agli Estensori, che con le affermazioni suddette mostrano di non apprezzarne il ruolo e l'evoluzione con la luce. La rigidezza geometrica è in fatti associata non ad aspetti flessionali, come il parametro H/L , ma piuttosto al rapporto T/L , dove T è lo sforzo assiale di trazione, o tiro, del cavo.

Detto questo, volendo fornire un minimo quadro della evoluzione delle concezioni alla base degli impalcati dei ponti sospesi, inevitabilmente sintetico in questa sede, si può ricordare come l'argomento sia stato centrale sin dalle prime applicazioni, successive alla Rivoluzione Industriale, che hanno visto il ferro e poi l'acciaio come materiale per i cavi portanti. Parlando di ponti solo stradali, in un primo periodo, ad inizio 'Ottocento, furono per i ponti sospesi adottati impalcati estremamente snelli e flessibili con tavolati e travi di legno: nota la concezione di scuola francese, con primo interprete Claude-Louis Navier, che sosteneva dover essere il cavo il solo elemento a fornire rigidezza, con l'impalcato molto flessibile, onde non "disturbare" il cavo stesso nel raggiungere le configurazioni di equilibrio associate alla cosiddetta funicolare dei carichi.

Assunzione questa non irragionevole per quel che riguarda il solo transito di pedoni e mezzi a trazione animale: si ricordi il famoso esempio del ponte Real Ferdinando sul Garigliano, progettato nel Regno delle Due Sicilie da Luigi Giura, alla cui inaugurazione il sovrano si pose al centro della campata e ordinò che sul ponte passassero due squadroni di lancieri al trotto e sedici traini d'artiglieria. Se quegli impalcati erano sufficienti, con i cavi correttamente dimensionati e tesi, per portare quel tipo di traffico, ben presto si rivelò la loro insufficienza per azioni dinamiche del vento e, in parte, per dinamica pedonale, senza che la esatta natura dei fenomeni coinvolti fosse veramente compresa. Numerosi furono i danni e i crolli da vento di ponti di quella tipologia, dai danni subiti dal ponte sullo stretto di Menai di Thomas Telford sino al clamoroso crollo del ponte di Wheeling di Charles Ellet, entrambi record del mondo del tempo, con le loro luci di rispettivamente 178 e 308 m.

Rimedio a tali comportamenti negativi fu proprio l'irrigidire l'impalcato, sviluppo che vide come maggiore interprete di questa nuova concezione John Roebling negli Stati Uniti: di suo progetto diversi ponti da record, incluso il ponte di Brooklyn. Roebling adottò inoltre in modo sistematico l'installazione di stralli sovrapposti al sistema di sospensione, sempre al fine di irrigidire il ponte: provvedimento discusso e di fatto poi abbandonato nel periodo successivo al ponte di Brooklyn da altri progettisti.

La spiegazione di questi comportamenti è, in sintesi, che la rigidezza geometrica dei cavi principali per quel tipo di ponti era adeguata per i modesti carichi previsti, anche con impalcati flessibili, che tuttavia non potevano prevenire altri fenomeni negativi allora poco compresi, indotti principalmente dalle azioni del vento.

Passando ai ponti ferroviari dello stesso periodo, fu immediatamente palese come le cose stessero in modo profondamente diverso: molto maggiori i carichi e molto superiori le prestazioni di rigidezza necessarie. Il primo e famoso esempio negativo fu il ponte ferroviario sul Tees di Samuel Brown, Inghilterra 1830, che sin dal passaggio del primo convoglio, pur mostrando sufficiente resistenza per i carichi, mostrò anche deformazioni elevatissime e inaccettabili, addirittura con i ganci di traino che si staccarono per le eccessive rotazioni. I provvedimenti da prendere, per motivi diversi, si svilupparono in modo analogo: impalcati più alti

e più rigidi, come accadde pochi anni dopo con l'altrettanto famoso ponte ferroviario sulle cascate del Niagara di John Roebling, inaugurato nel 1855 e in servizio con successo per molti anni.

Di nuovo, in sintesi: in questo campo di luci, che oggi possiamo definire piccole per un ponte sospeso, la rigidità geometrica non è sufficiente per il transito di convogli ferroviari, ma a questo si può ovviare introducendo impalcati rigidi, che su luci appunto piccole danno un contributo significativo alla rigidità complessiva del ponte. Gli impalcati rigidi possono poi prevenire, come già detto, fenomeni aeroelastici negativi: una stessa soluzione per due problematiche diverse e distinte.

Con il progresso dimensionale dei ponti quel che accade è che la rigidità geometrica aumenta all'aumentare della luce con l'aumentare del tiro T in modo più che proporzionale, mentre la rigidità flessionale diminuisce, a parità di H , con la terza o quarta potenza della luce. Sempre maggiore quindi il ruolo della rigidità del cavo e sempre minore quello della rigidità flessionale dell'impalcato nel definire la rigidità complessiva.

Questo è ben riconoscibile nello sviluppo storico dei ponti sospesi del periodo successivo: il ruolo relativo di cavi e impalcato viene sempre meglio compreso e si sviluppano metodi di calcolo sempre migliori per valutarlo, le luci aumentano e viene apprezzato sempre meglio il ruolo fondamentale della rigidità dei cavi, conservando tuttavia la tradizionale soluzione di impalcati alti e rigidi, con il loro buon comportamento aeroelastico.

Un momento di svolta, in molti sensi, avviene con il ponte di Tacoma del 1940. Il progettista, Leon Moisseiff, è uno dei maggiori teorici nella analisi della interazione cavo-impalcato e ben comprende che su luci dell'ordine dei 1000 m, ormai raggiunte e superate, la rigidità geometrica del cavo è ampiamente sufficiente per tutte le esigenze del traffico stradale e che, a tale fine, l'impalcato può essere leggero e "snello": come gli Estensori riportano correttamente per questo ponte il rapporto H/L è di $1/355$. Gli stessi Estensori sembrano tuttavia attribuire a questo valore di snellezza la causa del crollo del ponte: non è così, e lo si spiegherà meglio nelle prossime righe! 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. Il ponte di Tacoma era del tutto adeguato a carichi stradali e come resistenza ad essi, con il crollo 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 di cui si dirà fra poco, lo avremmo ancora efficacemente in servizio.

Una nuova concezione arriva infatti negli anni Sessanta del secolo scorso con il ponte sul Severn di William Brown: Gli impalcati alari a cassone a lastra ortotropa, leggeri, snelli flessionalmente (rapporti H/L inferiori a $1/300$, analoghi al ponte di Tacoma) ma di buona rigidità torsionale, che garantiscono pesi contenuti e buona stabilità aerodinamica per le luci dai 1000 a 1700-1800 m. Questo spiega non solo l'affermazione precedente, ma anche le diverse snellezze di impalcato presenti in ponti di luce simile: ad esempio, se il parametro H/L fosse veramente significativo, come si giustificerebbero, ad esempio, 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. La rigidità geometrica del cavo è infatti sufficiente per entrambi, mentre la stabilità aeroelastica è ottenuta con due concezioni diverse dell'impalcato. 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.

Questa è oggi la configurazione più diffusa per ponti sospesi stradali, per i quali il contributo flessionale dell'impalcato alla rigidità globale è secondario, con la funzione dell'impalcato che non è quella di fornire rigidità globale, 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.

Come detto, questi ponti hanno snellezze del tutto simili a quelle del ponte di Tacoma, sono largamente diffusi e non mostrano alcun problema di servizio, a dimostrazione che il parametro H/L ben poco dice sul comportamento complessivo.

Per luci che crescono ancora gli impalcati a cassone singolo a lastra ortotropa non hanno caratteristiche aeroelastiche adeguate, la loro rigidità torsionale diviene progressivamente insufficiente e occorre prendere strade diverse con, in alternativa:

- Il ritorno ad impalcati reticolari alti e rigidi, ma molto pesanti e con elevata spinta di vento, come è avvenuto per il ponte sull'Akashi di 1991 m di luce, impalcato alto circa 14 m e quindi snellezza di circa 140, scelta avvenuta prima della diffusione degli studi e dei risultati ottenuti per il ponte sullo Stretto.
- L'adozione di impalcati multicassone, sviluppati come ben noto per il ponte sullo Stretto, di superiori caratteristiche di stabilità aerodinamica, con il maggiore esempio ad oggi il ponte sui Dardanelli a Canakkale di 2023 m di luce e snellezza 580, ben superiore a quella del ponte di Tacoma.

In questo campo per ponti stradali la rigidità geometrica del cavo è largamente prevalente e il contributo flessionale dell'impalcato, associato al rapporto H/L , è sostanzialmente ininfluenza sul comportamento, adeguato in ogni caso, come dimostrato dalle snellezze crescenti che si vanno adottando.

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. Quel che rileva è ben altro che il parametro H/L e ben più complesso, nell'ambito dei minimi cenni qui forniti.

Torniamo però allo stato dell'arte e, in particolare, ai ponti ferroviari, per i quali valgono considerazioni analoghe relativamente alla stabilità aeroelastica ma non per la deformabilità. Come detto, i carichi ferroviari sono infatti assai superiori a quelli stradali e le prestazioni richieste in termini di rigidità assai superiori: vanno limitate molto maggiormente pendenze, sghembi ed altri parametri di geometria del binario. Questo fa sì che la rigidità geometrica del cavo principale per le luci attualmente raggiunte, pur crescendo progressivamente, non sia completamente sufficiente a garantire le prestazioni richieste e sia necessario adottare o impalcati molto alti e flessionalmente rigidi o ricorrere a sistemi combinati sospeso-strallati, associati comunque ad impalcato, tipicamente a cassone, di altezza non piccola (5-6 m). Alla prima categoria appartengono ad esempio Minami Bisan Seto, Kita Bisan Seto e Shimotsui Seto in Giappone (e simile era il progetto dello Storebaelt stradale e ferroviario), alla seconda il terzo ponte sul Bosforo e il secondo Xihoumen in Cina, in costruzione. A questo e non alla stabilità aeroelastica sono associate tali soluzioni.

In sintesi, per le luci raggiunte oggi, la rigidità geometrica del cavo è adeguata per ponti stradali, che non necessitano di impalcato rigido, mentre non lo è per ponti ferroviari, che richiedono provvedimenti di irrigidimento. Ma con luci che crescono ancora la rigidità geometrica cresce anch'essa e ci si può chiedere: esiste un campo di luci per il quale la rigidità geometrica cresce tanto da divenire sufficiente anche per le esigenze del traffico ferroviario?

La risposta, oltre che con calcoli diretti, la si può comprendere esaminando il grafico in Figura 1, che mostra l'andamento del tiro nel cavo principale dovuto alle diverse componenti dei carichi presenti al variare della luce.

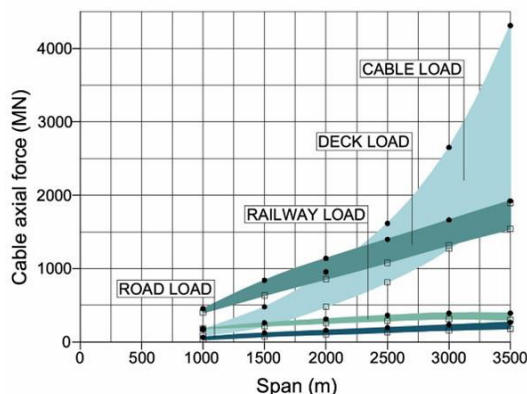


Figura 1: andamento del tiro nel cavo principale dovuto alle diverse componenti dei carichi presenti al variare della luce, tratto da Brancaleoni, Diana, Faccioli, Fiammenghi, Firth, Gimsing, Jamiolkowski, Sluska, Solari, Valensise, Vullo, *The Messina Strait Bridge – A Challenge and a Dream*, CRC Press, 2009

Come si vede, per un ponte di 1000 m il tiro dovuto al peso dell'impalcato è la componente largamente prevalente, con il tiro dovuto al peso proprio del cavo decisamente inferiore. Al crescere della luce il contributo del peso dell'impalcato cresce pressoché linearmente, mentre quello del cavo cresce più che linearmente e diviene molto significativo ma ancora inferiore a quello del peso dell'impalcato per luci fra i 1500 e 2000 m: è questo il campo raggiunto dai ponti attuali. Andando oltre, attorno ai 2500 m di luce il contributo al tiro associato al peso proprio del cavo raggiunge e supera quello del peso dell'impalcato, con una crescita poi rapida e più che proporzionale: è questo il campo di luci per il quale la rigidità geometrica è tanto grande da essere adeguata anche per ponti ferroviari, mentre il contributo flessionale dell'impalcato diviene sempre più insignificante, ed è in questo campo in cui si colloca il ponte sullo Stretto, con il quale si entra in una zona diversa di comportamento, con impalcato rigidi che non sono più efficaci ma debbono invece essere leggeri e occorre come aspetto primario una innovativa ed adeguata progettazione per la stabilità aeroelastica, ottenuta con il sofisticato e innovativo impalcato a cassone multiplo ideato proprio per il ponte di Messina e che rappresenta la vera innovazione tecnologica che ne permette la fattibilità.

Per dare un primo esempio di come le visioni degli Estensori non possano che essere definite superficiali e obsolete, nei grafici in Figura 2 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, già in esercizio e frutto del lavoro tecnico e progettuale anche di alcuni degli autori di questa nota. Viene esemplificata una condizione di carico verticale uniforme sull'impalcato di 4 t/m collocato sui due terzi della campata centrale.

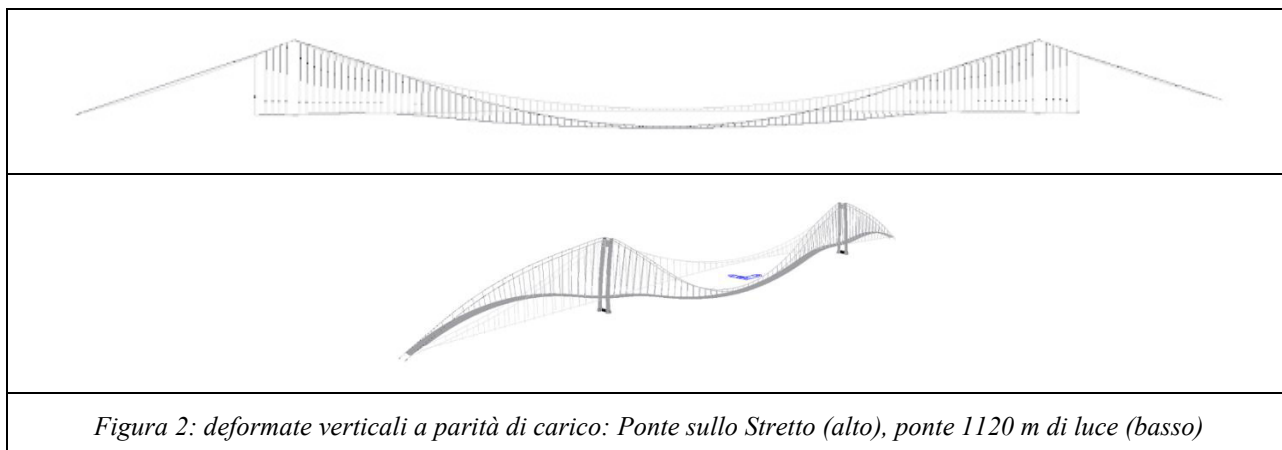


Figura 2: deformate verticali a parità di carico: Ponte sullo Stretto (alto), ponte 1120 m di luce (basso)

Ove le affermazioni degli Estensori fossero esatte ci si dovrebbero attendere per il ponte sullo Stretto spostamenti molto superiori. Nella consapevolezza che il confronto avviene fra un ponte anche ferroviario e uno solo stradale, si vede come 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.

Molti potrebbero essere i confronti quantitativi analoghi, con la chiara indicazione che l'affermazione degli Estensori è errata. Si ribadisce, la motivazione sta nel non avere la corretta percezione quantitativa di come 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 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.

Va poi aggiunta una considerazione di grande importanza: il fatto che ponti di luci così diverse mostrino spostamenti analoghi implica **che al crescere della luce 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.** Considerazioni analoghe si possono fare per grandezze dinamiche, quali velocità, accelerazioni e percosse, assieme al diminuire delle frequenze proprie. Questo comportamento è d'altra parte ben noto nel settore, con pubblicazioni in proposito che risalgono agli anni '70 del secolo scorso [Brancaleoni, *Verformungen von Hängebrücken unter Eisenbahnlasten, Der Stahlbau, Darmstadt, Febbraio 1979*]. Per le pendenze longitudinali ben lo si riscontra, ad esempio, nel grafico di Figura 3.

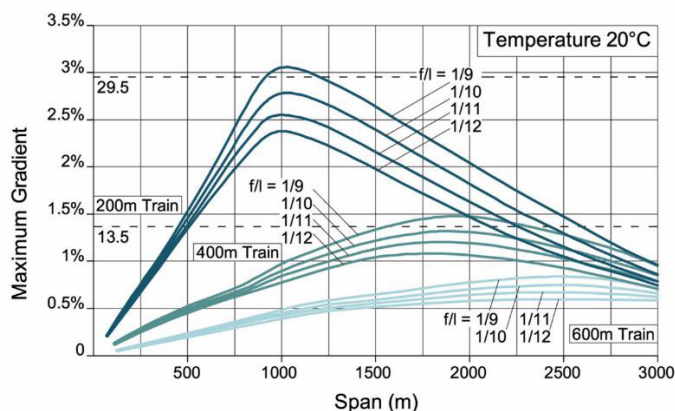


Figura 3: Variazione della massima pendenza longitudinale in funzione della luce, tratto da Brancaleoni, Diana, Faccioli, Fiammenghi, Firth, Gimsing, Jamiolkowski, Sluska, Solari, Valensise, Vullo, *The Messina Strait Bridge – A Challenge and a Dream*, Volume, CRC Press, 2009

2.2 LE PRESTAZIONI DELL'OPERA

In una prima parte gli Estensori esprimono alcune considerazioni sulla deformabilità dell'opera, evidenziando come “la struttura del ponte subisce elevatissime deformazioni in virtù delle notevoli dimensioni e del sistema strutturale di ponte sospeso non irrigidito; per sistema non irrigidito si intende un impalcato sospeso che, ai fini di perseguire il pur condivisibile obiettivo di migliorarne le caratteristiche aerodinamiche, risulta tuttavia estremamente snello e flessibile malgrado l'elevato peso proprio dei cavi correlato alla grande luce”.

Come argomentato nel paragrafo precedente, le affermazioni riportate sono imprecise o comunque superficiali: ad esempio la supposta carenza di rigidità dovuta all'impalcato “snello e flessibile” è, in realtà, sostanzialmente ininfluenza nel campo di luci qui di interesse, visto che la rigidità geometrica dovuta ai cavi di sospensione è comunque dominante per tutti i comportamenti statici globali, come ampiamente discusso nella sezione precedente. Si afferma anche che la campata unica per lo Stretto sarebbe soggetta a “elevatissime

deformazioni in virtù delle notevoli dimensioni”. Alla luce delle argomentazioni sopra riportate in merito all’aumento più che proporzionale della rigidità geometrica, ci si chiede quali analisi abbiano condotto i redattori per sostanziare le loro affermazioni. Come già dimostrato con esempi numerici nel paragrafo precedente, a parità di carico applicato, ponti sospesi di luce minore possono anche mostrare deformazioni più elevate di ponti di luce maggiore, a parità di tipologia di impalcato. Non è pertanto corretto affermare a priori che le deformazioni aumentino in modo proporzionale alle dimensioni. 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. Il riscontro decrescere delle grandezze derivate, esposto al paragrafo precedente, è poi il fattore primario che deve dissipare le preoccupazioni 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.

Si procede nel seguito a una disamina puntuale delle considerazioni espresse dagli Estensori in merito alle prestazioni dell’Opera in termini di deformabilità per i carichi ferroviari e stradali e alle azioni del vento.

2.2.1 Effetti del traffico ferroviario e stradale

In merito agli spostamenti dovuti ai carichi ferroviari, gli Estensori rilevano un valore massimo di spostamento verticale pari a circa 10.50 m, valore effettivamente desunto dagli elaborati progettuali del Progetto Definitivo. Come si discuterà meglio nel seguito, tale valore non si ottiene genericamente e sistematicamente “*al passaggio dei treni*”, come riportato in modo alquanto semplicistico e fuorviante nella memoria. Si tratta infatti di condizioni corrispondenti alla presenza sul ponte di condizioni di carico assolutamente eccezionali, di natura sostanzialmente convenzionale, in linea con il principio di grande cautela adottato nei Fondamenti Progettuali su cui è stato basato il progetto dell’Opera. Considerazioni analoghe possono essere estese, oltre che alle prestazioni ottenute per i carichi ferroviari, anche per tutte le altre grandezze riportate nella memoria in merito alle azioni dovute al traffico stradale, del vento e alle combinazioni di tali azioni. Gli spostamenti verticali della condizione di carico in fig. 5 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. 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 intercitty con lunghezza di 400 m risulterebbero nell’ordine di 1.20 m circa

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, proprio a dimostrare quanta attenzione si è data alla “*robusta fattibilità*” ed alla sicurezza dell’opera.

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. Va ribadito con fermezza che un approccio di

questo genere è semplicemente inaccettabile per ponti di grandissima luce, per i quali vanno condotti studi e analisi specifiche non riconducibili a parametri semplificati validi per opere correnti, di luce contenuta e schemi statici semplici. Vanno invece analizzate le singole grandezze geometriche che caratterizzano i fenomeni della percorribilità ferroviaria (ad esempio pendenze, sghembi), assieme a tutta la risposta dinamica del convoglio, come il contatto ruota-rotaia, la risposta dell'armamento, le accelerazioni e le altre grandezze dinamiche come i rapporti di frequenze. Questo è testimoniato, anche per opere assai meno eccezionali, 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 H, dalla necessità di svolgere analisi dinamiche esplicite per opere che non rientrano nei limiti di applicazione dei coefficienti dinamici semplificati applicabili ai modelli di carico ferroviari standard. 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 (runnability), 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.

Si possono in proposito citare esempi di altre opere internazionali che prevedano il transito ferroviario su ponti di luci superiori a quelle di ponti ordinari, ancorché largamente inferiori a quella del Ponte di Messina. Si veda, ad esempio, la 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. Per questa opera 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, 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 l'analisi dinamica e la verifica delle accelerazioni verticali ottenute. Si può quindi ben vedere che nella pratica internazionale il semplice criterio del massimo rapporto freccia luce indicato dagli Estensori non sia applicabile già a ponti di luce comparativamente modesta.

Alla luce di quanto sopra, la percorribilità ferroviaria (runnability) 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: a 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.

Le analisi nell'ambito della percorribilità ferroviaria, eseguite in conformità con le regole di progettazione nazionali e internazionali tenendo in considerazione tutte le condizioni di carico sia stradale che ferroviario e le condizioni ambientali relative a temperatura, sisma e vento in accordo con quanto prescritto nei Fondamenti progettuali, hanno permesso di verificare il rispetto dei requisiti di **sicurezza, funzionalità e comfort** per tutte le tipologie di treni (AV, intercity, regionale, merci) che circoleranno sul ponte. Da questa analisi, condotta mediante sofisticati modelli matematici, è risultato che la marcia dei treni avviene nel pieno rispetto dei requisiti, stabiliti dalle specifiche di progetto e dalle normative europee di riferimento, anche nelle condizioni di carico più gravose. Queste analisi sono state condotte sia dal Progettista che dal PMC (Parsons Transportation Group), il quale con calcoli terzi e indipendenti, di cui si detaglierà più avanti, ha convalidato la runnability dell'Opera.

Proseguendo l'esame della memoria presentata, gli Estensori menzionano un limite relativo alla pendenza longitudinale corrispondente alla limitazione della freccia ad 1/600 della luce. Secondo gli Estensori a tale

freccia massima corrisponderebbe un limite “implicito” pari allo 0.7%. Tale limite non ha alcun riscontro nelle normative di riferimento del settore e in questo senso va respinto come privo di qualsiasi fondamento tecnico.

Più in generale, per quanto riguarda i commenti sui valori delle pendenze longitudinali, si rileva da parte degli Estensori una certa confusione tra la pendenza media pesata, ovvero quella di interesse per il traffico ferroviario ai fini della trazione dei convogli (definita nei Fondamenti Progettuali come pendenza longitudinale convenzionale) e quella puntuale, anche essa senz'altro di interesse, 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%.

Tutte le condizioni sopra esposte risultano soddisfatte nel Progetto Definitivo del 2011, in particolare per quanto riguarda la pendenza convenzionale è stato calcolato un valore dell'1.77% con un binario caricato a fronte del limite dell'1.80%, per altro in una combinazione di carico sismica, mentre nella combinazione di carico con il vento il valore massimo sarebbe dell'1.72%.

Sempre con riferimento alla memoria presentata, gli Estensori menzionano un valore di pendenza longitudinale del 2.7%, che, con riferimento alla didascalia della figura 5 ottengono con la seguente valutazione ***“Si evidenzia (...) un aumento di deformazione di 2m su una lunghezza di 750m, e quindi una pendenza longitudinale di $2/750 = 2.7\%$ ”***. È sufficiente ripercorrere tale facile calcolo per accorgersi che in realtà la pendenza longitudinale così valutata sarebbe circa lo 0.27%, ovvero 10 volte più piccola di quella che gli Estensori stessi considererebbero eccessiva. Si tratta pertanto di un evidente refuso, rivelatore ancora una volta di un atteggiamento alquanto superficiale da parte degli Estensori, che non si rendono neanche conto di quanto errata sia l'enfasi che essi mettono su questo punto.

Per quanto riguarda l'effetto dei modelli di carico stradale convenzionali applicati nel progetto (non certo del generico *“passaggio di auto e Camion”*, come imprecisamente riportato dagli Estensori), la memoria afferma che ***“il traffico stradale provoca deformazioni nella travata e nel piano stradale, causando ulteriori deformazioni nei binari del treno”***. Sebbene vi sia certamente un contributo dei carichi stradali alle deformazioni dell'opera, risulta utile a parere degli scriventi, precisare l'entità di tale contributo, che nella memoria presentata non viene quantificata. Lo spostamento massimo dovuto al carico stradale “Rarefatto” QR, ovvero quello da considerare secondo i Fondamenti Progettuali per le verifiche di deformabilità, risulta infatti limitato a circa 80 cm. Tale valore risulta certamente inferiore rispetto all'effetto dei carichi ferroviari considerati.

Sempre con riferimento al comportamento sotto carichi stradali e ferroviari combinati, **gli Estensori evidenziano un valore calcolato di pendenza longitudinale prossimo al 5%, (per la precisione tale valore è il 4.94% come riportato nella tabella 3.1 del documento PS001 – Serviceability checks ed include la pendenza di progetto della livelletta dell'1.5%)**. Si precisa che questo valore è da confrontare con il limite del 5% relativo alle verifiche della pendenza massima puntuale per l'utenza stradale, pertanto ammissibile secondo i Fondamenti Progettuali. Si tratta appunto di un valore puntuale, da non confrontare con il limite del 2% relativo invece alla pendenza mediata per la trazione dei convogli ferroviari. Si precisa anche 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. Quanto alla considerazione degli Estensori sul fatto che la pendenza longitudinale ottenuta sia un ***“valore enorme e tipicamente inaccettabile per il transito ferroviario”***, si ribadisce che tale

affermazione è falsa e che tutte le necessarie analisi relative alla sicurezza dell'esercizio ferroviario sono state svolte in sede di Progetto Definitivo, come già richiamato in precedenza, e si ricorda come i parametri fissati nelle specifiche progettuali siano stati definiti e condivisi da numerosi esperti, fra i quali anche tecnici delle Ferrovie nazionali.

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 ***"quando è occupata prevalentemente una delle carreggiate, ad esempio il lato Sud, il carico dei veicoli si trasferisce soprattutto sulla fune lato Sud, che si deforma molto più della fune sul lato opposto. Questo causa una torsione della travata e una sua elevata rotazione trasversale, dell'ordine del 4.4%. Ne risulta un dislivello tra i due bordi della travata dell'ordine di 2.6m ben visibile a occhio nudo."*** In merito al citato valore massimo di rotazione, in primo luogo si rileva che questa non è prodotta unicamente dal ***"carico dei veicoli (...) quando è occupata prevalentemente una delle carreggiate"***. Al contrario, il contributo alle rotazioni trasversali dovuto ai carichi stradali risulta di minore entità rispetto a quello dovuto ai carichi ferroviari, denotando ancora una volta un esame alquanto superficiale della documentazione di progetto da parte degli Estensori. Le massime rotazioni trasversali sono invece prodotte da una condizione di carico che prevede il carico ferroviario QR costituito come detto da 2 treni merci con massa totale di 13500 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 di fatto irrealistica e quindi 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: 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.

Per quanto riguarda l'entità dei valori di rotazione menzionati, si rileva che il valore di rotazione dovuto all'effetto dei carichi di progetto (ferroviari, stradali, vento, etc.) risulta per la precisione pari ad un massimo del 4.37% in corrispondenza dei quarti della campata, a fronte della massima pendenza trasversale per l'esercizio ferroviario prevista dai Fondamenti Progettuali che 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. 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 all'affermazione che il ***"piano dei binari su cui transita il treno (...) passa da una situazione in piano orizzontale sul pilone ad una rotazione trasversale sensibile a poche centinaia di metri in campata, per poi ritornare ad una situazione in piano"***, significativamente, va al contrario 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), con sghembi estremamente contenuti e entro i limiti di specifica progettuale. Tutte le necessarie analisi relative alla sicurezza dell'esercizio ferroviario sono state svolte in sede di Progetto Definitivo, come già richiamato in precedenza, e si ricorda come i parametri fissati nelle specifiche progettuali siano stati definiti e condivisi da numerosi esperti, fra i quali anche tecnici delle Ferrovie nazionali.

Gli Estensori proseguono poi affermando che ***"Quando il treno si trova a passare sui binari a livelli differenti, si inclina trasversalmente"***, circostanza a dire il vero affatto eccezionale, dal momento che, 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 circa 63 mm di dislivello tra le rotaie conseguenti alle massime rotazioni previste in progetto in condizioni, come detto, assolutamente eccezionali.

Gli Estensori affermano poi che, in conseguenza delle rotazioni trasversali, ***“le ruote sulla rotaia più alta si scaricano e questo ne riduce la stabilità al ribaltamento. Le vibrazioni dovute al transito, alle imperfezioni di posa del binario ed al vento accentuano i movimenti e le accelerazioni trasversali dei vagoni e la tendenza a ribaltare, amplificata dall'azione diretta del vento. La verifica al ribaltamento trasversale è stata affrontata nel progetto definitivo; tuttavia non sono del tutto chiare le ipotesi di calcolo e non è chiaro se siano sufficientemente prudenti”***. 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. Si ribadisce a tal proposito 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, secondo quanto indicato nei "Fondamenti Progettuali", che definiscono il quadro di limitazioni della velocità massima di esercizio della linea ferroviaria 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. 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 indicazioni al sistema di controllo della marcia del treno. 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 avverse.

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 IBDAS ma anche, al fine di validazione, con il codice ADTreS. 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 PMCNWYPICDP000000000000006A - *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 ampiamente 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 in sede di Progetto Definitivo rispetto alle originali prescrizioni. Il riferimento corretto è infatti 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.

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 in ambito europeo. 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 ***“in accordo con la Norma UIC 518_1, lasciando un margine di sicurezza del 40%. Questo corrispondeva a valori di normativa e di condivisibile prudenza”***. Come detto, l'assunzione di un valore di tale coefficiente pari a 0.9 è, al contrario, legata proprio a ragioni di coerenza con il quadro normativo cogente. Quanto alla ***“condivisibile prudenza”***, bisogna ricordare come l'applicazione di un determinato limite vada contestualizzata correttamente al tipo di analisi condotta ai fini della verifica e alle condizioni considerate per la calibrazione di tale coefficiente. Nel nostro caso il ribaltamento è stato verificato considerando 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, con la velocità di percorrenza effettiva in condizioni di vento significativo. Questo consente di ottenere una accurata rappresentazione del fenomeno, 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 normativo 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, come detto, attualmente in costruzione in Danimarca. A questo proposito, si rileva come proprio uno degli Estensori della memoria abbia preso lungamente parte allo sviluppo della progettazione di tale opera e certamente ben ne conosca i parametri di progetto.

Proseguendo l'esame della memoria presentata, gli Estensori rilevano quanto segue: ***“nella relazione del progetto definitivo è attualmente dichiarato un coefficiente di ribaltamento pari a 0.88, con una differenza di solo il 2% rispetto al limite incrementato. Questo valore è stato ottenuto in presenza di una rotazione trasversale solo dell'1.6%, ben minore del valore massimo possibile del 4.4%, per cui, considerando la massima rotazione trasversale, anche quel limite di 0.90 viene di fatto superato”***. Si presume che gli Estensori vogliano riferirsi ai risultati riportati a pag. 172 nell'Appendice 1 del citato documento PB0029 - Analisi di Percorribilità, Sicurezza e Comfort, in cui si legge effettivamente il valore $\Delta P/P = 0,88$. Lo scenario di carico corrispondente a questa verifica, che risulta comunque soddisfatta ai sensi dei criteri normativi sopra discussi, è quello del passaggio di un treno RFI 6, ovvero un treno merci scarico, alla velocità di percorrenza di 144 km/h, velocità comunque superiore a quella massima di linea di 120 km/h e difficilmente raggiungibile da un treno merci, ancorché scarico, e con velocità media del vento di 38 m/s. Oltre alla severità dello scenario considerato, 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.

Quanto al commento sul valore del rapporto di ribaltamento pari a 1.047 riportato nella medesima appendice della relazione a pag. 171, 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).

Gli Estensori rilevano poi, sempre dall'esame del documento PB0029 - Analisi di Percorribilità, Sicurezza e Comfort (pag. 132), come in un caso risulti 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.

Gli Estensori rilevano anche il superamento del limite relativo all'accelerazione non compensata, per il 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 velocità media del vento pari a 38 m/s.

Tutte e tre le suddette condizioni sono incompatibili con la percorribilità di tutti i tipi di treno. Ciononostante, tali test sono risultati utili per individuare la soglia di velocità media del vento al di sopra della quale i treni devono diminuire la velocità a 60 km/h e la soglia di velocità media del vento raggiunta la quale viene interrotta la circolazione di tutti i tipi di treno.

Tutti i risultati della runnability sono documentati nel Report PMCNWYPICDP000000000000006A – Independent Design Check report – Vol.VI: Railway Runnability Report, emesso dal PMC.

Gli Estensori concludono questa sezione della loro memoria affermando che ***“... la mancata sicurezza al ribaltamento di treni e camion costituisce un altro indizio di carenza di fattibilità”*** e ***“Non si può non rimanere almeno perplessi in presenza di così tanto frequenti casi in cui le stesse relazioni di progetto mostrano non conformità tra valori calcolati e valori limite. Non conformità che in normali situazioni avrebbero comportato la non approvazione del progetto”***. Al contrario, gli scriventi hanno riportato sopra un'ampia disamina per quanto riguarda gli aspetti di percorribilità ferroviaria dell'opera che sono stati dettagliatamente studiati nel progetto definitivo anche in scenari di esercizio che non possono che essere ritenuti estremi. Tali valutazioni sono state condotte tanto dal progettista dell'opera, peraltro con l'utilizzo di più modelli di calcolo ai fini di validazione, quanto indipendentemente dal PMC per conto del committente Stretto di Messina S.p.A., circostanza che evidentemente ha consentito da parte dello stesso la piena approvazione del progetto.

Gli Estensori passano quindi ad esaminare le prestazioni dell'Opera in relazione alle azioni del vento, rilevando uno spostamento trasversale pari a circa 10.0 m, ottenuto sommando il valore dovuto alla spinta del vento medio con l'effetto dinamico dovuto alle raffiche. Rimandando ai valori numerici riportati nella tabella 5.2 del documento *PB0038 - Aerodynamic Calculations, Buffeting*, 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. Secondo gli Estensori, questo comportamento si ottiene, semplicisticamente, ***“Quando agisce il vento con una velocità definita nelle Specifiche come compatibile con il transito dei treni”***. 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, come caratteristico di condizioni a carattere normativo, fornisce condizioni convenzionali e cautelative da adottare a fini di progetto. 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 !!!!!). Tali condizioni non sono compatibili con la circolazione sia ferroviaria che stradale come precedentemente illustrato.

Gli Estensori ci informano poi che ***“l'impalcato si deforma per resistere al vento medio ed oscilla a partire da questa configurazione con movimento sottovento e sopravvento di grande ampiezza”***. Si precisa a tal proposito che l'ampiezza dell'oscillazione risulta di circa +/- 2 m, ma con una frequenza che corrisponde al primo modo trasversale dell'opera, ovvero ad un periodo di circa 33 s. A tale oscillazione, che avviene per l'appunto molto lentamente, corrispondono accelerazioni assolutamente modeste. Si precisa, inoltre, che tale oscillazione avviene con intensità del vento tali per cui la circolazione ferroviaria e stradale risulta interdetta.

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. Tanto premesso, e posto che 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, a fronte di una 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. 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 ovvero un valore superiore di 30 volte.

2.3 CIRCA LA PRESUNTA ALTERNATIVA DI PONTE SOSPESO A TRE CAMPATE

In argomento, dopo aver riportato un breve estratto delle conclusioni del Gruppo di Lavoro (GdL) incaricato nel 2021 dal Ministero delle Infrastrutture di valutare *soluzioni alternative per il sistema di attraversamento stabile dello Stretto di Messina*, gli Estensori proseguono affermando

Nel 2023 il Ministero delle Infrastrutture ha contraddetto (...) le decisioni del Governo Monti nel 2013 e le richieste del 2021 [del GdL], senza tuttavia rendere noti argomenti giustificativi o nuovi elementi esprimendo la volontà di riprendere in considerazione il Progetto Definitivo della soluzione a luce unica del 2011. L'aver disatteso senza alcuna giustificazione tecnica il risultato di specifici studi e analisi effettuati dall'organo tecnico ufficiale più qualificato, e che ponevano qualche dubbio sulla soluzione a luce unica allora proposta, è al tempo stesso grave e preoccupante.

Al che si replica che:

- a) Il governo Monti non aveva espresso alcun giudizio in astratto sul progetto ma le sue decisioni erano, per dichiarazione esplicita, legate al particolare e complesso scenario di finanza internazionale caratterizzante il biennio 2011-12 (c.d. “crisi dell'Eurozona”).
- b) Il GdL del MIT ha ritenuto di chiedere un confronto tra la soluzione a campata unica e una soluzione multi-campata sulla base di considerazioni di natura squisitamente trasportistica, non avendo condotto “specifici studi e analisi” al di fuori di queste, come si può leggere già a pagina 9 (di 158) del documento “*valutazione di soluzioni alternative per il sistema di attraversamento stabile dello Stretto di Messina.*”
- c) Soluzioni multi-campata per il collegamento stabile tra la Sicilia e il Continente sono state studiate negli anni '90 e bocciate a fronte non solo di una minore convenienza economica, ma di robuste argomentazioni tecniche che, al contrario che per la campata unica, avevano portato alla conclusione di non fattibilità di pile in mare sui fondali dello Stretto.
- d) Tali motivazioni, di natura geologica, sismica, ambientali, geotecniche, di tecnologia esecutiva, di gestione del traffico navale¹, non sono ad oggi mai state rimosse, in primis dal GdL che in merito ha condotto una disamina puramente documentale e sono tutt'ora sussistenti.
- e) Il GdL, nel richiedere di “*sviluppare un progetto di fattibilità limitando il confronto ai due sistemi di attraversamento con ponte a campata unica*” trascurava completamente la circostanza che per la soluzione a campata unica sussisteva già un Progetto Definitivo tecnicamente approvato. Per la

¹ Date le poderose masse proprie e idrodinamiche, le torri a mare sarebbero state soggette a forze sismiche elevatissime, introducendo problematiche brillantemente superate dal progetto del ponte a campata unica. Queste le condizioni che hanno portato, assieme alla complessa situazione geotecnica presente e riscontrata nelle indagini, alla conclusione di non fattibilità da parte dei migliori esperti internazionali del periodo.

Ove anche fossero state fattibili, le eventuali operazioni che avrebbero richiesto la realizzazione delle fondazioni, installazione dei piloni, avrebbero introdotto una serie di limitazioni al traffico marittimo, con evidenti rischi nelle fasi di costruzione, che si sarebbero prolungati per anni. La realizzazione delle torri in mezzo al mare causerebbe poi pesanti conseguenze sull'ecosistema marino e avrebbe richiesto un rilevante incremento nei tempi di realizzazione;

Un ponte con torri poste in mezzo al mare avrebbe infine costituito un chiaro vincolo per la navigazione permanente e futura, introducendo il rischio di collisione delle navi con elementi verticali emergenti dal mare;

Il ponte, che fosse a 2 o 3 campate, non avrebbe poi migliorato o risolto alcun aspetto tecnico specifico in quanto:

- a. La questione dell'esercizio del traffico ferroviario sotto carico da vento è ampiamente dominata dall'esposizione al vento dei convogli; tale aspetto viene controllato tramite una debita schermatura del vento e non trova giovamento nella riduzione della luce della singola campata.
- b. Una luce massima inferiore avrebbe migliorato il comportamento aeroelastico al vento che però è già stato ampiamente verificato e risolto per il ponte a campata unica, come testimoniato dagli innumerevoli studi completati e dalle numerose gallerie del vento portate a termine in questi anni.
- c. Le prestazioni in termini di deformabilità sarebbero state peggiori che per la campata unica, con la necessità di introdurre sistemi di irrigidimento aggiuntivi, con costi e complessità conseguenti.

La soluzione a 3 campate in mare avrebbero comportato maggiori impatti dovuti all'interferenza con l'ambiente marino che nella soluzione attuale NON prevede opere a mare.

soluzione multi-campata al contrario, esistono solamente studi con conclusioni negative sulla realizzabilità.

- f) Le motivazioni per le quali nel 2023 il governo e il parlamento hanno votato per una ripresa delle attività di programmazione e progettazione non sono ignote, ma sono scritte in premessa al del D.lgs. 35/2023, formandone i presupposti.

La Commissione in seno al Ministero ha potuto quindi affrontare con attenzione ed approfondimenti i temi analisi trasportistiche, logistiche ed analisi tecnico economiche comparative, limitando le analisi tecnico/ingegneristiche sulle singole soluzioni ad un livello di prefattibilità, arrivando a determinare l'utilità dell'attraversamento stabile e limitando le possibili soluzioni a quelle di ponti ad una o a tre campate. Ciò che la Commissione non ha avuto modo di investigare durante la sua indagine sono aspetti ambientali e di approfondimento tecnico/ingegneristici più di dettaglio, tipici degli studi di fattibilità e di progetti preliminari. Tali aspetti sono invece stati affrontati in maniera dettagliata in anni passati dalla Stretto di Messina ed hanno permesso di scartare l'ipotesi del ponte a più campate con torri in mare come meglio sotto specificato

2.4 IL FRANCO NAVIGABILE

Relativamente, infine, al franco navigabile è evidente che gli Estensori confondono, come già fatto in passato da diversi operatori del settore, i requisiti dei fondamenti progettuali, riferiti a condizioni eccezionali, ed i franchi effettivi che il ponte potrà garantire in condizioni operative.

Non corrisponde al vero che il ponte costituirà una barriera di qualsiasi tipo per il passaggio di navi da crociera e, men che meno, per le navi porta container.

Come già illustrato in diverse situazioni, il ponte nella condizione indeformata ha, al bordo del canale navigabile largo 600 m, un franco di oltre 72 metri con minimo ai bordi e massimo di circa 74 m in prossimità della mezzzeria, mentre in condizioni operative (comprese le azioni termiche e quelle del traffico stradale e ferroviario frequente) il franco navigabile minimo garantito al bordo del canale navigabile è prossimo ai 70 m.

Il franco di 70m è il medesimo garantito dal nuovo ponte in scavalco al Canale di Suez che di fatto vincola il traffico navale in transito nel Mediterraneo mentre, in termini di paragone, gli ingressi al Mar Nero ed al Mar Baltico sono limitati da ponti che ai canali navigabili garantiscono franchi minori di 65 m.

La tematica in parola è stata inoltre affrontata dal Ministero competente per la materia, ovvero dal MIT. In particolare, con Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 320 del 5 dicembre 2023 è stato istituito un Tavolo Tecnico, che, tra i vari compiti ad esso attribuiti, ha anche l'onere di valutare gli effetti di contesto che la realizzazione della struttura determina sul sistema di navigazione nello Stretto e di curare l'analisi, la valutazione e la gestione delle questioni giuridiche e tecniche legate alla costruzione della infrastruttura sia in fase di cantiere che a seguito della realizzazione dell'opera. Per tale scopo, il Tavolo è composto da tutti i soggetti che intervengono nella regolazione, organizzazione e controllo della navigazione nello Stretto grazie alla presenza degli attori istituzionali (Segreteria tecnica del Ministro, Struttura tecnica di missione del Ministero, Dipartimenti per la mobilità sostenibile e la programmazione strategica e vigilanza sulle Autorità di Sistema portuale, Comando Generale del Corpo delle Capitanerie di porto, Autorità di sistema portuale dello Stretto, Direzioni marittime di Catania e Reggio Calabria, comandi dei porti di Messina, Milazzo e Gioia Tauro), dei servizi tecnico-nautici di ausilio alla navigazione (Autorità VTS, piloti dello Stretto), nonché di esperti del diritto della navigazione interna ed internazionale e di ingegneria dei trasporti e logistica e dei tecnici della Società Stretto di Messina. Dai dati elaborati dal Tavolo emerge che la messa in esercizio della struttura non avrà alcun impatto significativo sui transiti alla luce delle serie storiche rilevate.

In particolare, risulta che tutte le navi transitate nello Stretto nel corso del 2023 potrebbero passare anche dopo la realizzazione del ponte con riferimento al franco navigabile minimo garantito sotto i transiti ferroviari eccezionali, **smettendo in maniera netta quanto riportato nell'articolo** dagli Estensori.

Dal confronto tecnico dei maggiori esperti in materia è emerso inoltre che il Ponte può garantire il transito di qualsiasi nave di altezza eccezionale esistente ad oggi al mondo, coordinando il traffico navale con quello

ferroviario, in modo da evitare la concomitanza di passaggi di carichi ferroviari merci eccezionali con il transito di navi di altezza speciale.

3 LE PROVE AERODINAMICHE IN GALLERIA DEL VENTO

In questa sezione vengono evidenziate le risultanze delle prove in galleria del vento svolte in sede di Progetto Definitivo, al contempo contro deducendo le argomentazioni sollevate dagli Estensori nel paragrafo 3.3 del testo “*Un ponte “sospeso” sullo Stretto di Messina: realta’ o utopia?*”

Nel paragrafo in questione gli Estensori discutono di aspetti relativi alle prestazioni aerodinamiche dell’Opera di Attraversamento, prevalentemente analizzando la documentazione sviluppata nel biennio 2010-11, con alcuni excursus dedicati alla Relazione del Progettista del 2024 (GER0326), nonché alle raccomandazioni espresse sulla stessa dal Comitato Scientifico di Stretto di Messina. Gli stessi Estensori citano ampiamente la loro “relazione al Comitato Scientifico e a Stretto di Messina”, già allegata alla procedura di Valutazione Impatto Ambientale e pubblicamente contro dedotta (cfr. AMW3260) in sede al procedimento.

Sintomatica della mancanza di comprensione dei documenti redatti dal Contraente Generale e dai suoi consulenti, ad esempio, è la ricorrente menzione a “sperimentatori” (*Ne è prova anche il “consiglio” degli stessi sperimentatori al Committente Eurolink, i quali suggeriscono, a conclusione dei molti test*) che avrebbero loro stessi ravvisato criticità, consigliando (indebitamente) nuove sperimentazioni. Posto che le presunte criticità non sussistono, giova chiarire che le relazioni di Progetto Definitivo sono state emesse dal progettista (COWI), come evidente dalla testatina dei documenti, e pertanto quanto contenuto al loro interno è espressione del progettista stesso e non di “sperimentatori” esterni ad esso.

Tanto premesso, scrivono gli Estensori

i risultati delle stesse prove hanno mostrato la presenza di rilevanti criticità, le quali – sinteticamente richiamate più avanti – dimostrano anch’esse la mancanza di una robusta affidabilità e di una garanzia certa sulla effettiva realizzabilità dell’opera nei riguardi di questo aspetto, che è cruciale per le peculiarità tipologiche della struttura in esame, un gigantesco ponte sospeso a campata centrale unica con luce di 3.300 m. Tali lacune sono ancora oggi lungi dall’essere state colmate, purtroppo.

Si ribadisce pertanto che le prove effettuate in sede di Progetto Definitivo **non hanno ravvisato criticità di sorta** né tantomeno hanno dimostrato la “*mancanza di robusta affidabilità e di una garanzia certa sulla realizzabilità dell’opera*”. In caso contrario il Progetto Definitivo, che si ricorda essere stato:

- a) Verificato dal Project Management Consultant Parsons
- b) Validato da RINA Checks, quale Organismo di Controllo Tecnico di terza parte,
- c) Istruito dal il Comitato Scientifico della Società Stretto di Messina, che ha espresso parere positivo per l’approvazione.

non sarebbe stato approvato dal Consiglio di Amministrazione della Stretto di Messina s.p.a.

3.1 PROVE AERODINAMICHE SULL’IMPALCATO

Stabilità rispetto al flutter dell’impalcato

Affermano gli Estensori:

Nell’elaborato PB0034, Tab. 4.1, pp. 20-22, si rileva che la velocità critica che comporta instabilità di tipo flutter per l’impalcato, in presenza di carichi mobili (traffico stradale e treno presenti), è minore (50 m/sec) di quella prevista dalle Specifiche per tali condizioni (54 m/sec) (...)

le prove sinora svolte non sono state in grado di garantire la stabilità aerodinamica richiesta; conseguentemente la fattibilità dell'impalcato di progetto non è ancora robustamente verificata. Ne è prova anche il "consiglio" degli stessi sperimentatori al Committente Eurolink, i quali suggeriscono, a conclusione dei molti test: "... Si consiglia di verificare questo aspetto ulteriormente durante la fase del progetto esecutivo."

La prova citata dagli Estensori è stata svolta presso il Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory di London, Western Ontario, Canada, di cui l'annesso 6 al documento PB0034. Annesso che o non è stato letto attentamente o non è stato compreso: il fenomeno riscontrato non è "flutter" bensì instabilità di galloping o di Den Hartog, dovuta alla derivata negativa del coefficiente di lift.

Conseguentemente, per una velocità di circa 50 m/s sono state notate "oscillazioni di ampiezza limitata" (cfr. tab. G3), oscillazioni che in presenza di flusso turbolento, ovvero in una condizione maggiormente rispondente al vento naturale, non è stata verificata per alcuna velocità fino al fondo scala della prova (100 m/s).

Le instabilità di galloping sono associate con una separazione del flusso che si verifica sul modello - anche dovuta alla presenza del treno - che a sua volta dipende dal numero di Reynolds e quindi dalla scala del modello e dalla massima velocità del flusso ottenibile nella galleria del vento.

Il modello testato al BLWTL è stato costruito in scala 1:80 e ciò ha implicato per la massima velocità di prova un numero di Reynolds nell'ordine di $6 \cdot 10^5$. Tale valore, basso se riportato alla scala reale, è la causa della separazione del flusso e dunque la causa ultima dell'instabilità osservata.

È un fatto ben noto che l'introduzione della turbolenza nel flusso ha un effetto analogo all'incremento del numero di Reynolds. Questo effetto risulta evidente osservando le misure dei coefficienti di lift in regime laminare (Figura 4) e turbolento (Figura 5) per la medesima condizione di traffico: in regime di flusso laminare è possibile osservare una derivata leggermente negativa del lift intorno al valore 0° dell'angolo di attacco, derivata negativa che non si osserva, a pari in condizioni, in regime turbolento².

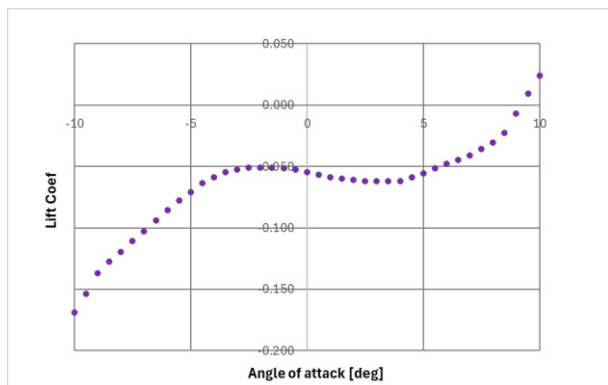


Figura 4: coefficiente di lift, flusso laminare, configurazione di servizio, condizione di traffico 1

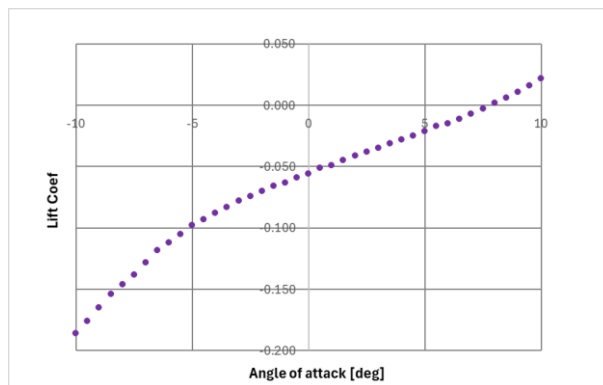


Figura 5: coefficiente di lift, flusso turbolento, configurazione di servizio, condizione di traffico 1

L'effetto del numero di Reynolds è stato poi indagato sia nelle indagini indipendenti svolte dal PMC presso la galleria del Politecnico di Milano che dal Contraente Generale presso il National Research Council of Canada. In quest'ultimo, i risultati ottenuti su modello in scala 1:30 hanno dimostrato che per evitare effetti legati alla scala del modello il numero di Reynolds dovrebbe essere superiore a $20 \cdot 10^5$, ovvero superiore di tre volte al valore ottenuto al BLWTL. Si noti che il valore reale del numero di Reynolds per l'impalcato alla scala reale è nell'ordine di $2000 \cdot 10^5$. Di conseguenza, gli effetti di instabilità riscontrati in moto laminare sul singolo test menzionato non si possono verificare per l'opera costruita.

² La presenza di una derivata negativa è condizione necessaria (ma non sufficiente) per il verificarsi dell'instabilità di Den Hartog.

Vortex shedding tra i cassoni dell'impalcato

Nel paragrafo dedicato gli Estensori riportano citazioni parziali della relazione di Progetto Definitivo PB0034 “*Prove in Galleria del vento – Relazione di sintesi*” dimostrando tuttavia di non averne colto il senso. Le argomentazioni riportate dagli Estensori, volte a screditare la solidità dei risultati ottenuti e a insinuare una possibile infattibilità dell’opera sono di vario genere e tipologia: riportate in maniera confusa sono, per semplicità di trattazione, qui di seguito distinte, sintetizzate e controdedotte.

- a) *presenza di criticità ancora irrisolte sia rispetto al flutter che rispetto al vortex shedding;*

Scrivono gli Estensori:

risultati dei numerosi test sinora effettuati sulla stabilità aerodinamica dell'impalcato, sopra richiamati, hanno pertanto indicato la presenza di criticità ancora irrisolte sia rispetto al flutter che rispetto al vortex shedding tra i cassoni, rilevate dagli sperimentatori

Al che si ribadisce che non vi è alcuna criticità irrisolta rispetto a fenomeni aerodinamici di alcun genere. Del flutter si è precedentemente argomentato, mentre per quanto riguarda il vortex shedding le prove effettuate dal PMC presso il laboratorio del Politecnico di Milano (IDC report Vol IV of XII – Appendix A, di seguito “Report PoliMi”) hanno dimostrato che con smorzamento del 3 ‰ non si ha alcuna eccitazione (vibrazioni zero) per distacco di vortici né per i modi flessionali né, a maggior ragione, per i torsionali. Si veda a tal proposito la figura 7.83 del Report PoliMi relativa ai modi flessionali, qui di seguito riportata come Figura 6, dove in ascissa è riportato il numero di Scruton

ed in ordinata la massima ampiezza di vibrazione flessionale z , attraverso il rapporto $(z/B \cdot 10^{-3})$, dove B è la larghezza dell’impalcato.

I punti rappresentano le massime ampiezze di vibrazione flessionale misurate in funzione del numero di Scruton del modello testato in galleria. La linea inclinata continua rappresenta la variazione dell’ampiezza di Vortex Shedding in funzione del numero di Scruton, ottenuta interpolando i risultati sperimentali. I numeri di Scruton del modello sono riportati nella Tabella 7.3 nello stesso Report PoliMi, qui riportata, per comodità di lettura, come Figura 7. Ricordando che il numero di Scruton per i modi flessionali è dato dall’espressione

$$Sc = \frac{2\pi m h}{1.2 B^2},$$

dove m è la massa al metro, h è lo smorzamento adimensionale e B la larghezza dell’impalcato, nel caso delle prove effettuate al Politecnico di Milano la configurazione dei test era:

$$m = 14.7 \text{ kg/m}$$

$$J = 3.21 \text{ kg m}$$

$$h \text{ variabile da } 1 \cdot 10^{-3} \text{ a } 6 \cdot 10^{-3}$$

Le linee tratteggiate di colore nero in figura 3 rappresentano i numeri di Scruton calcolati per $h = 2 \cdot 10^{-3}$, $h = 3 \cdot 10^{-3}$, $h = 5 \cdot 10^{-3}$ e con la massa al metro di impalcato più cavi assunta pari 51800 kg/m.

Le linee tratteggiate di colore rosso in figura 3 rappresentano i numeri di Scruton calcolati per $h = 2 \cdot 10^{-3}$, $h = 3 \cdot 10^{-3}$, $h = 5 \cdot 10^{-3}$ e con la massa al metro di impalcato più cavi assunta pari 61200 kg/m kg/m, che corrisponde alla massa reale (comprensiva delle finiture) desunta dal progetto definitivo.

La configurazione effettiva del ponte è rappresentata dal numero di Scruton pari a 0.267 (con h assunto pari a $3 \cdot 10^{-3}$), per la quale la linea continua di figura 3 porge oscillazioni nulle.

Per i modi torsionali indotti da vortex shedding, i valori di h del ponte che inducono distacco di vortici sono inferiori al 2.5 ‰ – vedere figura 7.84 del Report PoliMi, qui riportata come Figura 8.

In figura 5, si riportano per punti le vibrazioni torsionali misurate sul modello in galleria del vento in funzione del numero di Scruton, che, per i modi torsionali, assume l'espressione

$$Sc = \frac{2\pi Jh}{1.2 B^4},$$

dove J è il momento d'inerzia dell'impalcato più cavi.

Anche in questo caso, la configurazione effettiva del ponte porge oscillazioni nulle.

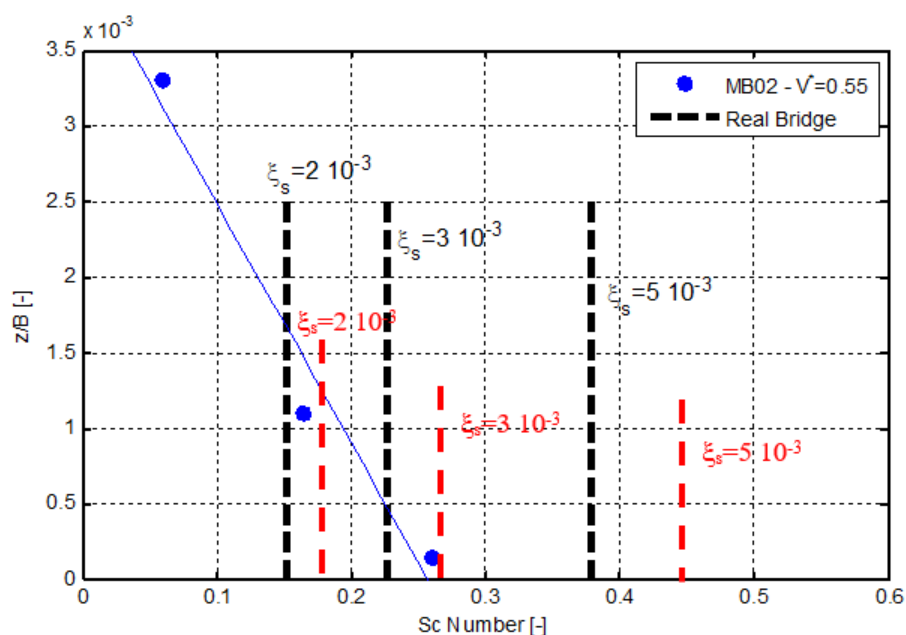


Figura 6: Risposta in regime stazionario: oscillazione di ampiezza adimensionalizzata, configurazione MB02, moto flessionale in funzione del Numero di Scruton Number

<i>Damping configuration</i>	<i>Scruton Number</i>
<i>Flexural mode</i>	
<i>MB02 r0</i>	<i>0.0600</i>
<i>MB02 r3</i>	<i>0.1640</i>
<i>MB02 r11</i>	<i>0.2300</i>
<i>B02 r2</i>	<i>0.2600</i>

Figura 7 – Numero di Scruton Number per i modi flessionali della configurazione MB02

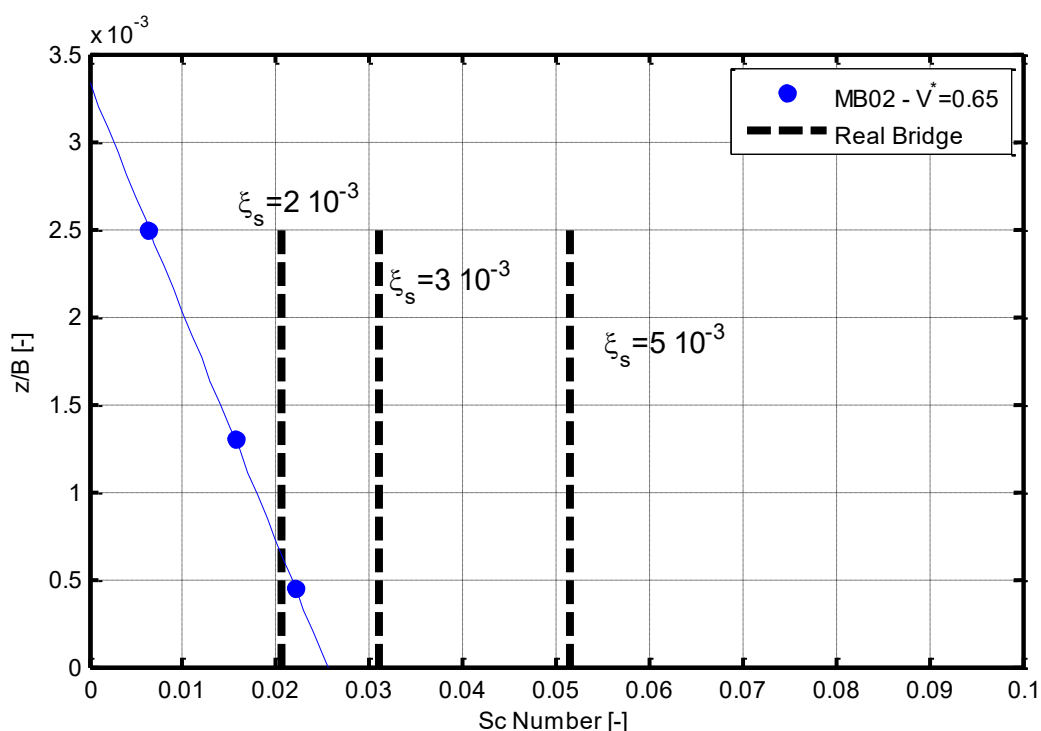


Figura 8: Risposta in regime stazionario: oscillazione di ampiezza adimensionalizzata, configurazione MB02, moto torsionale in funzione del Numero di Scruton Number

- b) necessità di inserire maglie orizzontali tra i cassoni per mitigare il fenomeno di vortex shedding, con conseguente alterazione del concetto progettuale di impalcato multi-box;

Scrivono gli Estensori:

Si rileva, in aggiunta, che la soluzione proposta, di inserimento di schermi traforati tra i cassoni d'impalcato stradali e ferroviario, che gli sperimentatori suggeriscono come necessaria al fine di mitigare, controllare o eliminare la criticità osservata di vortex shedding tra i cassoni, produce i seguenti effetti:

- *modifica sostanzialmente la concezione strutturale originaria di impalcato multi-box ventilato del PD 2011 (variazioni di forma, dei coefficienti di resistenza e di smorzamento, ...);*
- *genera un comportamento strutturale da sottoporre a nuovo e accurato studio, sia computazionale che sperimentale, ma i cui risultati risultano oggi incogniti, non corrispondendo alla nuova forma che concretamente verrà adottata per l'impalcato;*
- *rende necessario ed inevitabile riprogrammare e rifare l'intera campagna di test in Gallerie del vento.*

Non vi è alcuna intenzione di inserire alcuna pannellatura orizzontale tra i cassoni. Né tantomeno sussiste la necessità, in primo luogo per quanto evidenziato al punto precedente e nelle prove svolte dal PMC. Per quanto riguarda la citata relazione PB0034, lo studio svolto su due tipologie di pannelli antivento (una lamiera stirata secondo quanto specificato dal cliente e una lamiera di tipo forato) ha semplicemente evidenziato la possibilità di indagare ulteriormente la forma ottimale delle aperture.

Having demonstrated in the sub-test D8 that the vortex shedding response of the deck is highly dependent on the detailed layout of the wind and safety screen meshes and not only a function of the pressure loss coefficient, it is proposed to study this effect further either prior to or during the executive phase with a view to finding the optimum wind screen configuration combining vortex shedding mitigation and shelter effects.

Si tratta evidentemente di un aspetto di dettaglio pienamente congruente con il livello di approfondimento progettuale proprio di un P.E.

- c) *valori dello smorzamento strutturale adottato ingiustificatamente elevati;*

Scrivono gli Estensori:

Si segnala che lo studio degli elaborati citati ha consentito peraltro di mettere a fuoco alcune ulteriori caratteristiche, non confortanti, delle sperimentazioni svolte, nelle quali sono stati adottati:

- Valori elevati del coefficiente di smorzamento strutturale del modello fisico e delle simulazioni numeriche, e pertanto non cautelativi: tali valori risultano infatti più elevati rispetto a quelli realistici e a quelli peraltro anche indicati dall'Eurocodice. EC1 prescrive infatti per i ponti sospesi e strallati il valore di 0.24%. Nel progetto invece sono stati adottati valori di 0.5% dello smorzamento critico in PB0034, e 2.0% in PG0025.

Rileva notare, purtroppo, che gli Estensori confondono lo smorzamento massimo dei modelli in scala (0,50%) mediante i quali viene misurata la stabilità aerodinamica con 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, mentre il secondo è una prestazione (!) che tiene in contossia dello smorzamento strutturalee sia dello smorzamento aerodinamico.

È comunque falso sostenere che l'eurocodice prescriva valori di smorzamento strutturale in quanto quelli ivi citati sono valori di massima, riportati in un annesso informativo e contenuti in una norma che per sua stessa definizione “si applica a ponti con campata non maggiore a 200 m”.

Come poi evidenziato al punto a), le prove svolte per conto del PMC hanno mostrato che per valori di smorzamento pari a 0.3% non si riscontra alcuna eccitazione per distacco di vortici.

- d) *valori insufficienti del numero di Reynolds;*

Scrivono gli Estensori:

Si segnala che lo studio degli elaborati citati ha consentito peraltro di mettere a fuoco alcune ulteriori caratteristiche, non confortanti, delle sperimentazioni svolte, nelle quali sono stati adottati:

(...)

- Valori relativamente bassi del numero di Reynolds – sebbene spinti al massimo ottenibile nei test in Wind tunnel – e pertanto inadeguati ad assicurare la più corretta similitudine aerodinamica tra modello e prototipo, sino a mettere in forse la robusta affidabilità dei risultati ottenuti negli stessi test.

Il numero di Reynolds (Re) è direttamente proporzionale alla velocità del flusso e alla 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. Dalle prove indipendenti commissionate dal PMC (Parsons) è emerso che aumentare il numero di Reynolds oltre i valori già adottati non avrebbe comportato alcuna variazione dei risultati ottenuti.

- e) *necessità di effettuare prove con venti non perpendicolari all'asse dell'impalcato.*

Scrivono gli Estensori:

Si rileva infine che le prove in galleria del vento sono state eseguite con vento perpendicolare all'impalcato e perfettamente parallelo ai traversoni e quindi senza considerare l'interazione coi numerosi e alti traversoni e trascurando la vorticosità e la resistenza addizionale da essi prodotti quando il vento agisce con un angolo di incidenza orizzontale, e li investe lateralmente, anche aumentando la superficie esposta. Questa interazione causa vorticosità e quindi vibrazioni addizionali, e aumento di resistenza aerodinamica e quindi azioni sui cavi, sulle antenne e sulle

fondazioni. Entrambi effetti peggiorativi rispetto alla situazione analizzata e che rafforzano la valutazione di carenza di garanzia di piena fattibilità del progetto attuale.

Nuovamente gli Estensori confermano l'impressione di aver limitato la loro lettura al solo documento PB0034 e non agli annessi allo stesso, ovvero i rapporti di prova delle gallerie del vento. Basterebbe infatti soffermarsi all'indice dell'Annex 6 del PB0034 (Figura 9) per rendersi conto che le prove con angoli di direzione del flusso non normali all'asse sono state sì effettuate presso il BLWTL.

2	SECTION MODEL STUDY	3
2.1	General	3
2.2	Model Design	3
2.2.1	Modifications to Model Design for Aerodynamic Admittance and Skew Wind Tests	4
2.2.2	Screening Design and Verification of Loss Coefficient	4
2.2.3	Test Set-up in the Wind Tunnel	5

Figura 9: estratto dell'indice del documento PB0034-Annex 6

I risultati ottenuti vedono in tutti i casi una diminuzione del coefficiente di drag rispetto alla prova effettuata con flusso ortogonale smentendo quindi le asserzioni, non suffragate da alcuna argomentazione, dagli Estensori.

3.2 PROVE AERODINAMICHE SUI CAVI ACCOPPIATI

Scrivono gli Estensori:

Gli sperimentatori hanno pertanto osservato criticità e incertezze sulla stabilità aeroelastica del Cavo sottovento della coppia, del tipo galloping di interferenza e galloping Den Hartog, specificamente, combinate a distacco dei vortici. Le “... gravissime vibrazioni ...” “... prodotte dal distacco dei vortici ...” osservate hanno persino costretto alla brusca interruzione dei test. Come già prima richiamato, nei test sono stati adottati valori del numero di Reynolds che non hanno tuttavia potuto attingere il valore più elevato di fondo scala. Le criticità descritte sono quindi a tutt’oggi non superate.

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, contrariamente a quanto affermato nell'articolo. 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) furono di natura puramente teorica** e emergevano come fenomeno potenziale da alcuni valori delle derivate delle curve di drag misurati in galleria, ma **non suffragate da prova diretta, come invece fu fatto per il caso dell'impalcato**. Trattandosi poi di test di natura statica, le “*gravissime vibrazioni*” citate dagli Estensori non erano altro che 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.

3.3 PROVE AERODINAMICHE SULLE TORRI

Anche nel paragrafo in questione gli Estensori del documento riportano estensivamente parti delle pertinenti relazioni di Progetto Definitivo. A queste sono aggiunte citazioni dalla Relazione del Progettista del 2024 e del parere del Comitato Scientifico di Stretto di Messina sulla stessa. Analogamente a quanto in precedenza il documento non è di facile lettura, trovandosi mescolate citazioni di cui non si comprende bene la ratio (spesso riferite anche a impalcato e cavi, sebbene trattati in precedenza) con considerazioni originali proprie degli

Estensori stessi. Nel ricusarne le tesi, si procederà pertanto, come in precedenza, a sintetizzare e dividere per argomenti omogenei.

- a) *Grave criticità relativa al distacco dei vortici rilevata in galleria del vento. Mitigazioni previste a PD non sufficienti in quanto non è possibile tarare e gestire in continuo un sistema di 16 smorzatori di tipo TMD.*

L'insorgenza di fenomeni di distacco di vortici in torri di acciaio di grandi ponti sospesi è un fenomeno ben noto da decenni e di per sé inevitabile, e dipende delle caratteristiche modali intrinseche delle stesse, che è opportuno siano il più leggere possibili, anche per mitigare gli effetti del sisma. Ne consegue che tutti i grandi ponti con torri in acciaio sono dotati di dispositivi di smorzamento, passivo o attivo. Gli Estensori dell'articolo, 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. Assolutamente sorprendente e indicativo di una conoscenza superficiale dell'argomento il passaggio in cui gli Estensori affermano:

“la soluzione con TMD (...) è tuttavia insufficiente in quanto non prevede in che modo si potrà provvedere ad una taratura e gestione continua del complesso sistema di ben 16 TMD al fine di renderlo efficace non soltanto per lo smorzamento di una singola selezionata e prefissata frequenza di vibrazione della torre, ma bensì per lo smorzamento della complessa molteplicità delle sue frequenze. Ed infatti viene nel 2024 prefigurata una differente soluzione basata su dispositivi di controllo attivi.

Il “complesso” sistema di TMD agisce su una singola frequenza ovvero sulla frequenza fondamentale di oscillazione della torre. Il numero complessivo di TMD deriva dalla necessità di limitare la massa dei singoli dispositivi per ragioni realizzative, di montaggio e di spazio disponibile all'interno delle gambe delle torri. La necessità di “tarare” i dispositivi discende direttamente dalle discrepanze tra il teorico calcolato della frequenza propria di oscillazione della torre e il valore effettivo riscontrato sulla struttura realizzata. Smorzatori di tipo attivo hanno il vantaggio di lavorare su un intervallo di frequenze più ampio e di conseguenza a parità di massa sono maggiormente efficaci nella mitigazione del fenomeno del vortex shedding rispetto a dispositivi di tipo passivo. Tanto determina che il numero complessivo dei dispositivi sia minore, con vantaggi in termini di risparmio degli spazi, minore massa complessivamente aggiunta alle torri, oltre che di efficacia nel mitigare parzialmente la risposta al sisma.

- b) *Presa d'atto, nella Relazione del Progettista, delle criticità emerse durante le prove in galleria del vento.*

La Relazione del Progettista non prende atto di nessuna criticità semplicemente perché le stesse non sussistono! Ma soprattutto non vi è assolutamente nulla di nuovo in merito: il paragrafo 3.6 della Relazione del Progettista citato dagli Estensori descrive le prove in Galleria del Vento raccomandate dal Comitato Scientifico nel 2011, in tal modo rispondendo a una richiesta della L58/2023, articolo 3, comma 2, lettera f. Parimenti è del tutto falso che “vengano proposte una serie di rilevanti modifiche” al Progetto Definitivo, ma solo sommariamente elencate, che avrebbero dovuto fare parte di un nuovo e complesso programma di ulteriori prove sperimentali in gallerie del vento, programma tuttavia con tempi di esecuzione non prevedibili e risultati tutti da verificare”. Il programma delle prove di Progetto Esecutivo è definito ormai da quattordici anni e la sua compatibilità con la durata complessiva prevista per lo stesso è stata nuovamente e positivamente verificata dal Contraente Generale con laboratori di fama mondiale, attrezzati allo scopo.

In particolare il programma di prove avrà le seguenti finalità:

- Per l'impalcato, come si è detto, si tratta solamente di definire la forma dell'apertura degli schermi antivento.

- Per quanto riguarda i cavi, atteso che fenomeni di galloping siano effettivamente rilevati, le potenziali eventuali misure di mitigazione sono già state individuate, in particolare si può fare riporta quanto alla relazione di Progetto Definitivo PB0039, par. 3, riportato in Figura 10.

La presente analisi ha identificato un piccolo rischio di galloping degli stralli. Il galloping di interferenza e quello di den Hartog sono stati identificati come meccanismi potenziali di instabilità che potrebbero essere soppressi prevenendo il flusso d'aria nell'interstizio tra i cavi mediante l'inserimento di una piastra porosa tra i cavi stessi. La Figura 8 mostra una disposizione pratica possibile di tale piastra. Il peso stimato della griglia in alluminio compresi i fissaggi è di 25 kg/m o 0,1% del peso del cavo principale.

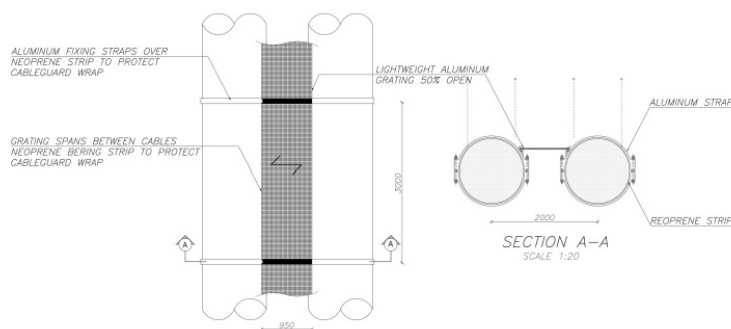


Figura 10: da PB0039, par. 3

- Per quanto riguarda le torri, si tratta di testare il sistema di smorzamento previsto. In quest'ottica, ovvero per poter modellare efficacemente i dispositivi, è stato consigliato un modello in scala 1:100, anche alla luce del fatto che:
 - a) La scala del modello che è stato testato in galleria del vento dal contraente generale (1:200) è pienamente conforme alle specifiche tecniche contrattuali (doc. CGC.F.05.03);
 - b) Il PMC ha fatto svolgere in maniera indipendente prove in galleria del vento su un modello in scala 1:100.
- c) *Presunta inaffidabilità degli smorzatori di tipo attivo – AMD – proposti nella relazione del progettista*

Affermano gli Estensori che: “[gli AMD] richiedono delle macchine che agiscano con efficacia (da dimostrare) e continuità (da garantire con manutenzione continua per 200 anni) e che nella dimensione prefigurata di torri alte 400 m e con massa di 70.000 tonnellate non sono mai stati sperimentati, e si tratta di quindi di una soluzione (...) ancora inesplorata.

Al di là del fatto durante l'arco di 200 anni i dispositivi di smorzamento potrebbero essere sostituiti, soprattutto nel caso degli AMD per le parti meccaniche, dispositivi di tipo attivo sono attualmente impiegati sulle più importanti realizzazioni di ponti sospesi dell'ultimo decennio, quali i ponti Osman Ghazi e 1915 – Çanakkale. Il fatto di doverli applicare a torri di massa maggiore non costituisce di per sé un'innovazione ingegneristica di sorta. Certamente un AMD è uno strumento intrinsecamente più complesso di uno strumento passivo, con tutte le conseguenze del caso. Per tale motivo il Comitato Scientifico, in sede di valutazione della Relazione del Progettista, ha richiesto di esplorare, ovvero valutare l'opportunità di impiego di dispositivi attivi di tipo diverso. L'adozione degli AMD è quindi da intendersi come una possibilità di cui avvalersi, in luogo o accanto ai TMD previsti a PD; un'ulteriore opzione di sintesi è rappresentata dai dispositivi semi-attivi (SADA-TMD). Si tratta di una mera valutazione di pro e contro di ciascuna soluzione, non sussistendo alcun dubbio circa la possibilità di progettare nel dettaglio e realizzare tali dispositivi e men che meno sulla loro efficacia nello smorzare le vibrazioni delle torri. In caso di adozione di sistemi attivi verranno inoltre prese tutte le necessarie precauzioni connesse con sistemi di back up e, come prescritto dai “Fondamenti

Progettuali”, verrà comunque assicurata una opportuna capacità passiva, indipendente dalla alimentazione.

d) *Conclusioni*

Dopo aver riportato estratti del parere del Comitato Scientifico sulla Relazione del Progettista, ed in particolare la raccomandazione di valutare dispositivi alternativi agli AMD (ad esempio dispositivi semi-attivi), gli Estensori concludono: *“le gravi criticità sulla stabilità aeroelastica (...) [di] impalcato, torri e cavi accoppiati rilevati dagli stessi sperimentatori ingaggiati dal progettista e contraente generale risultano sostanzialmente irrisolte (...) Il quadro delle proposte degli aggiornamenti del PD (...) riconosciute tutte le criticità emerse nelle prove sperimentali aerodinamiche (...) non potrà che inevitabilmente comportare sia una serie di rilevanti modifiche al c.d. Progetto Definitivo sia la progettazione ed esecuzione di un nuovo e complesso programma di ulteriori prove sperimentali in gallerie del vento i cui tempi di esecuzione non sono prevedibili e i risultati saranno tutti da verificare. E [sic] pertanto una relazione che si accredita, in buona sostanza, come una sorta di liste di buone intenzioni, ma da svolgere tutte in fase di Progetto Esecutivo (...) Dobbiamo quindi definitivamente affermare che l’aggettivo Definitivo attribuito al già vetusto Progetto 2011 va pertanto rimosso: tale non risulta essere, sino a quanto tutte le criticità emerse non troveranno chiara e robusta soluzione!*

Al che si replica:

- a) **Non sussiste alcuna criticità irrisolta, né grave né minore**, afferente alla stabilità aeroelastica di impalcato, cavi e torri;
- b) **La Relazione del Progettista non prende atto di alcuna di criticità (non sussistendone)** ed il quadro di aggiornamenti proposti, derivanti dalla sola evoluzione tecnologica (ex art. 3, comma 2, lettera e, L. 58/2023). Le modifiche al Progetto Definitivo non richiedono l’esecuzione di alcun *“nuovo e complesso programma di ulteriori prove sperimentali”*. Le prove sperimentali descritte nella stessa, **in forza di una legge dello Stato**, sono quelle previste quattordici anni orsono a seguito delle raccomandazioni emesse nel 2011 dal Comitato Scientifico di Stretto di Messina.
- c) **Lo scopo della Relazione del Progettista è quello di descrivere le modifiche al Progetto Definitivo che saranno sviluppate in sede di Progettazione Esecutiva**. Il legislatore non ha infatti previsto la riemissione aggiornata del Progetto Definitivo, fatte salvo che per le tematiche di natura strettamente ambientale. La Relazione svolge quindi correttamente la sua funzione, in forma e sostanza tecnica.
- d) Fatte salve le modifiche descritte nella Relazione del Progettista, che trovano motivazioni nell’articolo 3, comma 2 della L.58/2023, **il Progetto Definitivo tale è e tale rimarrà**. Non si può che derubricare al livello di “chiacchera da bar” l’aggettivo “vetusto” con cui il progetto è stato definito, un progetto le cui soluzioni fondamentali e definitive sono a tutt’oggi lo stato dell’arte dell’ingegneria dei ponti sospesi.

4 IL SISTEMA DI SOSPENSIONE PRINCIPALE

Nel seguito sono discusse e contro dedotte le argomentazioni contenute nel paragrafo 3.4 del testo “*Un ponte sospeso sullo Stretto di Messina...*” di De Miranda, Mazzolani e Rizzo, avente come argomento i cavi principali dell’Opera di Attraversamento e dunque, in senso più ampio, il sistema di sospensione principale.

È scritto in apertura al paragrafo “*queste considerazioni integrano e sostanzialmente confermano le critiche espresse in diverse occasioni dal prof. Antonino Risitano sul progetto delle funi portanti e sulla pericolosità di progettare e voler realizzare i cavi in assenza di adeguata sperimentazione a fatica.*”. Si rappresenta agli Estensori e più in generale a chi legge che le reiterate osservazioni del prof. Risitano non solo sono totalmente prive di fondamento e in tali casi al limite dell’assurdo tecnico (ad esempio la dichiarata impossibilità o difficoltà di conoscere la distribuzione degli sforzi in un sistema iperstatico), ma sono state più volte smentite sia pubblicamente e sia in sede di procedura Valutazione Impatto Ambientale.

4.1 SULLA DIMENSIONE DEI CAVI PROPOSTI IN RAFFRONTO ALL’ESPERIENZA CONSOLIDATA

Nell’omologo paragrafo gli Estensori riportano una comparazione dimensionale tra il ponte Giovanni da Verrazzano e il Ponte sullo Stretto di Messina, volti ad avvalorare la tesi, posta in conclusione al paragrafo:

Quindi se ci si domandasse: “I doppi cavi per lato sono davvero una novità?” la risposta sarebbe: certo, con queste dimensioni e con questa configurazione sono una novità; e alla domanda “Sono fattibili?” la risposta sarebbe: se siano fattibili è una semplice possibilità non ancora dimostrata, non una certezza.

Come noto a chiunque il ponte sullo Stretto di Messina andrà a realizzare lo scavalco a singolo luce più lungo al mondo, dunque che da un punto di vista dimensionale l’opera presenti delle “novità” rispetto a quanto correntemente costruito è pacifico e assodato; che queste “novità” abbiano un senso ingegneristico è al contrario completamente da dimostrare, e nuovamente gli Estensori non portano alcun contributo di sorta alle loro argomentazioni. Che la fattibilità di un’opera ingegneristica venga messa in dubbio sulla base di una mancanza di precedenti di simili dimensioni è un’affermazione che non può essere altro che definita antiscientifica e contraria al progresso, ed è estremamente sorprendente che sia stata sottoscritta da tecnici ed accademici.

Tanto premesso, a riprova dell’assoluta non-novità della configurazione con cavi doppi, si riporta un estratto della relazione di risposta alle osservazioni del professor Risitano, espresse in ambito della procedura di Valutazione Impatto Ambientale sul progetto del Ponte sullo Stretto.

Come sola prospettiva storica e nella piena consapevolezza che non si tratta di opere rappresentative dei grandi ponti attuali, si ricorda che nell’Ottocento un gran numero di piccoli ponti sospesi, in particolare di scuola francese, erano caratterizzati da funi multiple a fili paralleli. Se ne mostrano due in Figura 11, il primo di Marc Seguin che di quella corrente è il maggior esponente, il secondo è invece negli Stati Uniti sul fiume Ohio e fu a suo tempo il record del mondo con i suoi 308 m di luce: Il Wheeling Bridge di Charles Ellet del 1849.

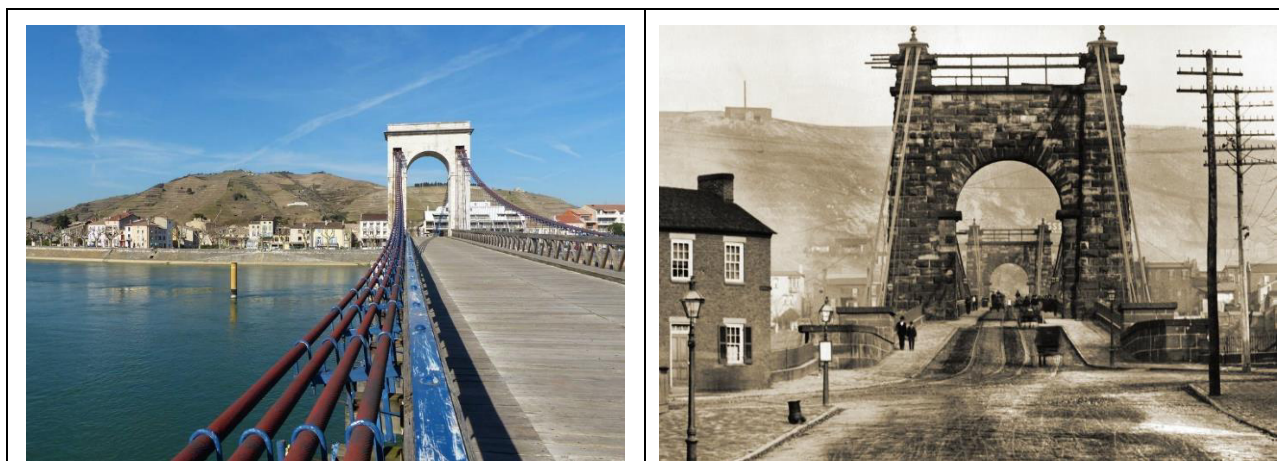


Figura 11: a sinistra i Cavi del Ponte di Tournon et Tain, 1825; a destra il Ponte di Wheeling, 1849

Venendo invece ad opere di grandi dimensioni, che hanno fatto la storia di questa tipologia, il primo caso da citare risale agli anni '20 del secolo scorso, quando il grande progettista svizzero-americano Othmar Hermann Ammann dedicò il suo impegno professionale a quello che è a tutt'oggi il maggior "salto dimensionale" mai avvenuto per i ponti sospesi. Quando il ponte più grande del mondo era il Bear Mountain Bridge (1924, luce 497 m), che venne poi di poco superato prima dal Franklin Bridge (1926, luce 533 m) e poi dall'Ambassador Bridge (1929, luce 564 m), Amman progettò un ponte sul fiume Hudson di gran lunga più grande: quello che sarebbe divenuto il George Washington Bridge (1931, luce 1067 m), una pietra miliare nella evoluzione dei ponti sospesi.

In quella storica occasione Amman si trovò in una situazione identica a quella che abbiamo esposto per il ponte di Messina: prevedere un solo cavo per lato avrebbe comportato dimensioni molto maggiori di quelle già realizzate, con attrezzature di compattazione di dimensione e potenze non ancora sperimentate. E, non sorprendentemente, ricorse alla stessa soluzione: due cavi per lato, vedi figura che segue! Ciascuno dei quattro cavi del Washington Bridge, realizzati con la tecnica dello spinning, è formato da 61 funi ciascuna da 434 fili da 5 mm di diametro, per una dimensione complessiva di ciascuno cavo di circa 910 mm (36 piedi). Il ponte è da allora regolarmente in servizio e i cavi hanno richiesto soltanto manutenzione ordinaria.

Sappiamo tutti che il Washington Bridge non è l'unico record di Amman: alla fine della sua carriera egli fu anche il progettista del ponte da Verrazzano, sempre a New York (1964, luce 1298 m). Poco superiore in dimensioni al precedente record del Golden Gate ma con un impalcato di dimensioni e peso considerevoli, il Verrazzano avrebbe comportato adottando cavi singoli una loro dimensione molto elevata. Stessa situazione, eccellente esperienza del caso precedente, stessa soluzione: in Figura 12 si vedono i cavi gemelli di entrambi i ponti, con quelli del Verrazzano che hanno la stessa dimensione di quelli del George Washington che così bene si erano comportati, ma acciaio di qualità superiore.

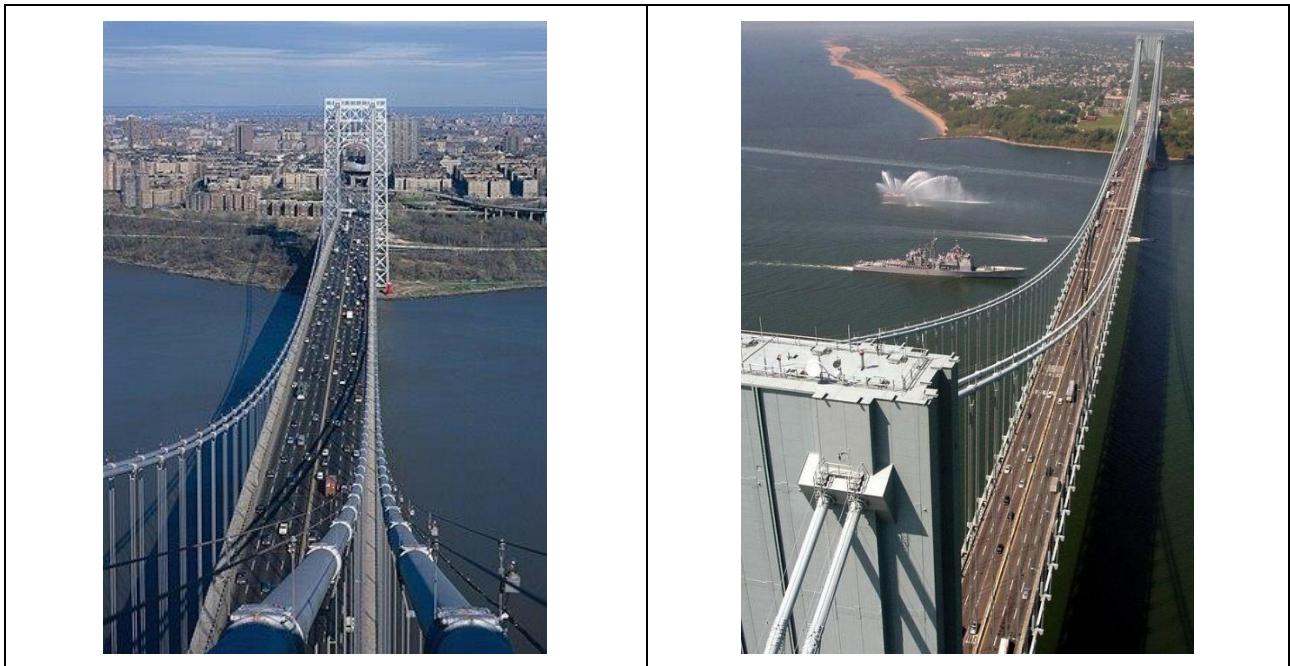


Figura 12: a sinistra I cavi gemelli del Ponte George Washington; a destra I cavi gemelli del Ponte Giovanni Da Verrazzano

Verrebbe da dire che adottando questa soluzione i progettisti del Ponte sullo Stretto non fanno altro che proseguire una linea tracciata nel passato quando si sono battuti in modo molto importante i record precedenti! Perché dovrebbero abbandonare una così solida tradizione?

I due record del mondo ora citati non sono l'unico esempio significativo di ponti con doppio cavo: fra gli altri va menzionato il ponte 25 de Abril sul Tago in Portogallo (1966, luce 1013 m), originariamente completato come ponte solamente stradale, che in occasione della implementazione della sede ferroviaria negli anni '90 ha visto un rinforzo del sistema di sospensione ottenuto con un ulteriore cavo per lato, sovrapposto ai precedenti, e connesso all'impalcato tramite pendini aggiuntivi disposti alternati rispetto a quelli già presenti, (si veda Figura 13). La soluzione ha peraltro comportato una complessa operazione di trasferimento parziale del carico permanente tra i cavi originali e quelli aggiuntivi, effettuata in più fasi in presenza di traffico mediante martinetti idraulici e barre ad alta resistenza collegate ai nuovi pendini (Serzan, 2000).



Figura 13: I doppi cavi sovrapposti del Ponte 25 de Abril

Per quanto riguarda applicazioni recenti, si può citare il ponte Yanji sullo Yangtze in Cina (Figura 14), con luce di 1860 m, che risulta attualmente in costruzione con completamento previsto per il 2025, che prevede

quattro cavi principali, due per ciascun lato del ponte, caratterizzati in questo caso da una freccia diversa tra i due cavi nella coppia e pendini di sospensione collegati alternativamente al cavo superiore e a quello inferiore. Tale configurazione è stata adottata in questo caso per compensare una limitazione nell'altezza delle torri, dovuta alla presenza di un aeroporto nelle vicinanze, che comporta quindi un rapporto freccia/luce non ottimale e quindi dimensioni eccessive qualora si fosse adottato un cavo singolo.



Figura 14: Render del ponte Yanji sullo Yangtze in Cina

4.2 SULLO SFREGAMENTO (“FRETTING”) DEI FILI E SULLA CONSEGUENTE PERDITA DI RESISTENZA A FATICA

Scrivono gli Estensori:

(...) il fenomeno di fretting si verifica con qualsiasi sella e quindi anche con le selle attualmente previste, e si ricorda che nelle selle i fili si trovano in condizioni di particolare criticità per le contestuali perdita di resistenza e aumento delle sollecitazioni.(...) Ogni volta che passa un treno, o un camion, il filo inferiore si allunga proporzionalmente alla tensione applicata; questo allungamento prosegue all'interno della sella fino a smorzarsi ove la forza del filo viene trasmessa alla sella principalmente per attrito. Lungo questo tratto avviene lo “sfregamento” o “fretting”, che tende evidentemente a danneggiare il filo, la fune, e quindi il cavo, con riduzione della sua resistenza, sia statica che a fatica. Inoltre il cavo, a causa della sua variazione di geometria e oscillazioni sotto carico e sotto vibrazione per effetto del vento, subisce delle flessioni locali in corrispondenza dell'entrata nella sella, che ne aumentano le sollecitazioni. Si ricorda che siamo in presenza di un ponte nel quale le deformazioni trasversali dei cavi e quindi le flessioni locali sono molto elevate, e di un ponte ferroviario, con elevati carichi ciclici di grande intensità in cui l'esperienza dei ponti stradali non è esaustiva. (...). È proprio per poter quantificare il danneggiamento per fretting insieme a questo stato di tensioni composte e pluriassiali, inevitabile e pericoloso, nel dimensionamento, che si devono effettuare prove in scala reale per determinare la reale resistenza a fatica di quella parte critica di un elemento fondamentale della struttura e poter adottare adeguati margini di sicurezza. Prove che il buon senso porta a fare nella fase di progetto definitivo, ossia nella fase di dimensionamento dei cavi. Sostenere, come sostenuto da SdM, che il fenomeno di fretting nei cavi del ponte non esista, e che non si vogliono effettuare prove a fatica è un evidente nonsenso.

Le affermazioni riportate sottintendono, prima ancora che a una limitata comprensione del comportamento dei ponti sospesi, a una totale mancanza di conoscenza di tipo storico-ingegneristico: **in un arco temporale centosettant'anni non sono mai stati riscontrati problematiche di fatica per sfregamento in ponti sospesi con cavi principali costituiti da fili.** L'affermazione che per prassi si debbano effettuare prove alla scala reale per quantificare il fenomeno o in generale il comportamento a fatica dei cavi dei ponti sospesi è semplicemente falsa, e si invitano gli Estensori a portare a conoscenza del pubblico i casi in cui ciò sia avvenuto. Quanto alle affermazioni circa l'intensità delle sollecitazioni indotte dal passaggio dei treni, una lettura attenta del

documento progettuale PS0043 permetterebbe di rendersi conto che il transito dei veicoli e dei treni induce variazioni tensionali nell'ordine del 7% della resistenza del materiale. Quanto al vento, le tensioni prodotte nei cavi dalle "elevate" deformazioni trasversali (il quattro per mille della luce per tempi di ritorno plurimillennari?!) comportano trazioni dell'ordine dello 0,5% della resistenza a rottura degli stessi.

Si riporta ora nel seguito nuovamente un estratto del riscontro alle osservazioni del prof. Risitano, in cui si dà evidenza del comportamento dei cavi e delle selle dei ponti sospesi e si chiarisce perché erano state previste nel 2011 prove di fretting, prove che, con il passaggio a una configurazione tradizionale di sella, non sono più ritenute necessarie.

4.2.1 I Ponti Sospesi e loro selle

Sin dalla prima metà dell'Ottocento, con rarissime eccezioni, obiettivo nella realizzazione dei cavi dei ponti sospesi è la formazione di un unico grande fascio di fili paralleli, continuo da blocco di ancoraggio a blocco di ancoraggio, deviato in sommità delle torri da selle in acciaio e da elementi analoghi, i pettini di deviazione, all'ingresso dei blocchi di ancoraggio stessi.

In questo quadro oggi il cavo principale di un ponte sospeso è formato da fili paralleli di acciaio ad alta resistenza (con resistenza a trazione progressivamente crescente nel tempo, da valori nell'ordine dei 1500 MPa a partire dagli anni '20 del 900 fino a oltre 1960 MPa nelle applicazioni più recenti), zincati a caldo per protezione dalla corrosione, successivamente rivestito con opportune protezioni e, nella maggior parte dei casi, deumidificato.

La realizzazione di tale conformazione può avvenire con due tecniche costruttive:

- Il più classico "*aerial spinning*" o, meglio, il "*modified aerial spinning*" attuale, che vede la formazione in sito di fasci di fili paralleli che vanno a costituire funi di circa 500 fili ciascuna, da riunire poi a formare il cavo finale.
- La relativamente più recente tecnica delle funi prefabbricate a fili paralleli (*Prefabricated Parallel Wire Strands*, PPWS), che vede la messa in opera di bobine di funi prefabbricate a fili appunto paralleli, con dimensione attuale standard di 127 fili ciascuna, anch'esse da riunire a formare il cavo finale.

In Figura 15 sono mostrate, durante le fasi di costruzione, funi tipiche realizzate con Aerial Spinning o con PPWS.

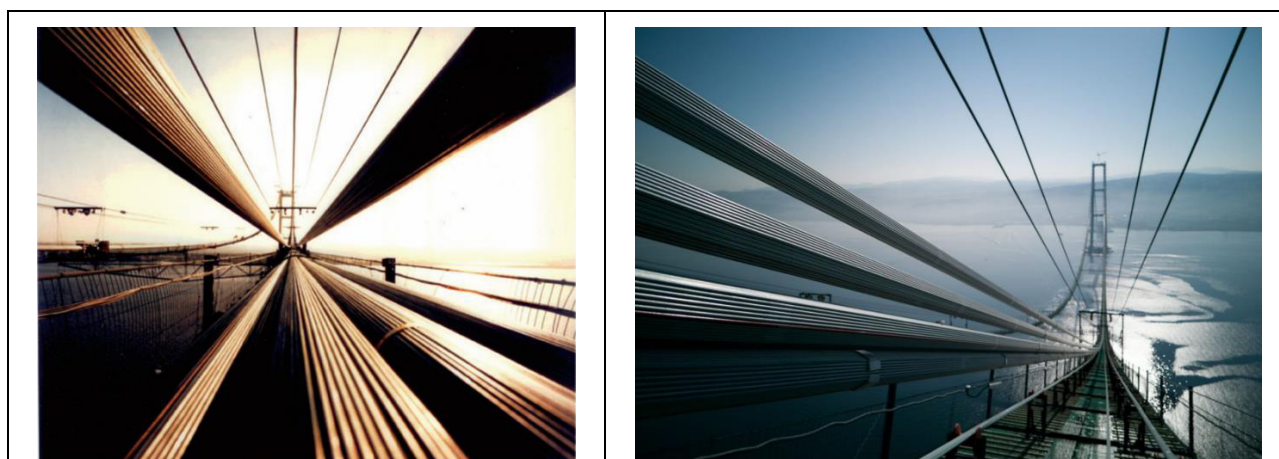


Figura 15: a sinistra funi elementari realizzate con Aerial Spinnig, Ponte sull'Humber; a destra funi elementari realizzate con PPWS, Ponte "1915"

Sempre con riferimento alla realizzazione, il passaggio da un insieme di funi, quale che sia la tecnica di realizzazione e quindi il numero di fili di ciascuna, a un unico cavo avviene tramite l'operazione di compattazione, vedi Figura 16, con la quale un grande collare equipaggiato con martinetti idraulici radiali esercita sulle funi una opportuna successione di pressioni, portandole progressivamente a formare il cavo.

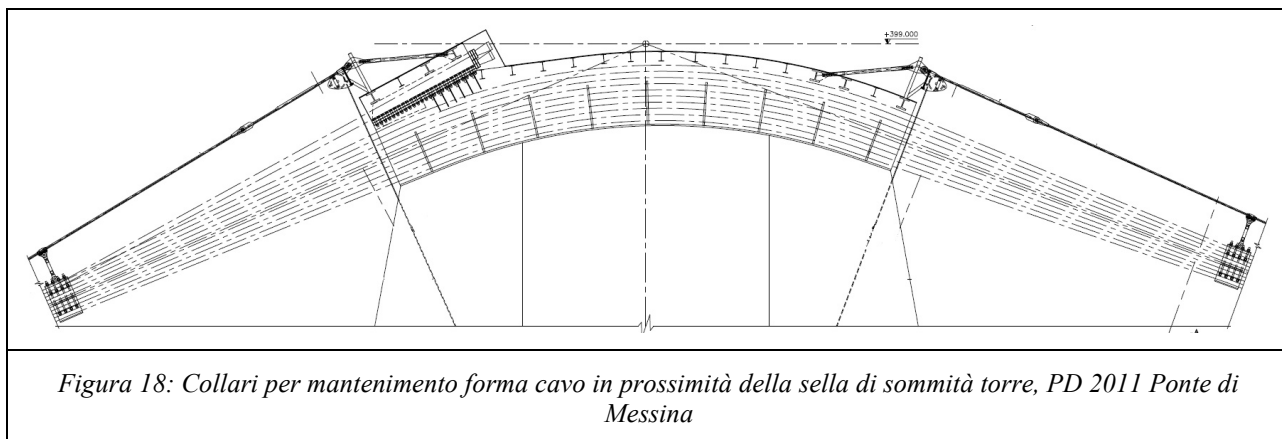


Figura 16: Compattazione dei cavi, Ponte sul Danubio a Braila

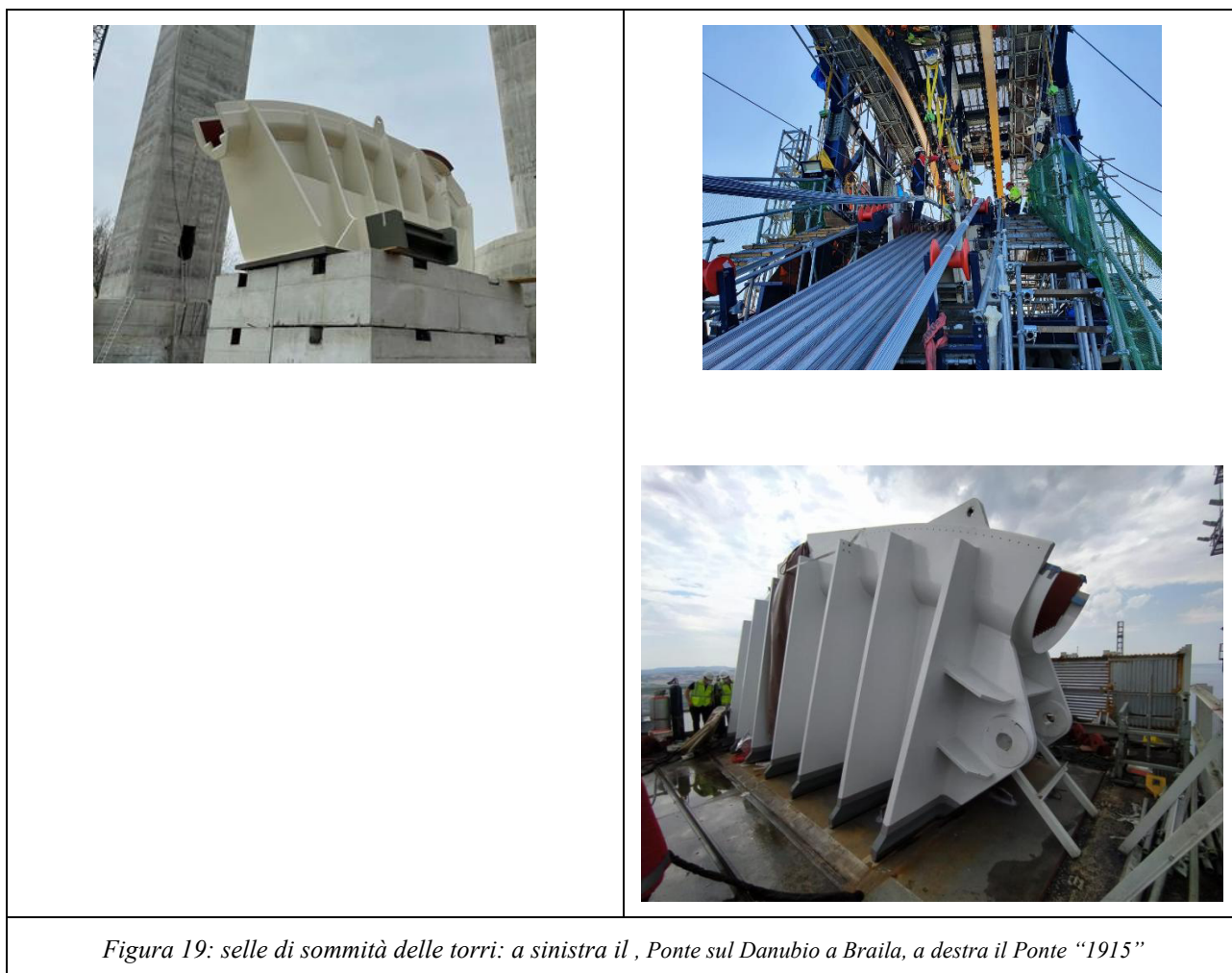
In questa operazione le geometrie e posizioni relative dei fili nelle funi costitutive originali in larga misura si perdono e i fili vanno a formare un insieme unico, con un risultato che è del tutto analogo per le due tecniche, anche se nello stato dell'arte attuale quella delle PPWS appare fornire risultati leggermente migliori in termini di percentuale di vuoti, ossia di efficacia della compattazione. A compattazione completata vengono poi installati i collari, che “stringono” il cavo, vedi Figura 17. Va tenuto presente che i collari correnti hanno la funzione di collegamento ai pendini, ossia alle funi di collegamento fra cavo principale e impalcato, ma che ad essi vengono aggiunti in prossimità delle selle dei collari dedicati esclusivamente al mantenimento della forma del cavo (Figura 17, a destra, e Figura 18).



Figura 17: a sinistra Collare per collegamento ai pendini, Ponte sul Danubio a Braila; a destra Collare per mantenimento forma cavo, Golden Gate Bridge



A realizzazione completata quindi il cavo passa sulle selle, vedi Figura 19, che hanno una curvatura ampia in modo da limitare le tensioni trasversali connesse alla deviazione dello sforzo assiale nei fili, alle quali rimane collegato per attrito, per vedere poi una successione di numerosi collari che ne mantengono la forma. L'insieme delle configurazioni descritte fa sì che lo scorrimento relativo fra le funi originali sia completamente impedito, sia perché esse sono "perse" dopo la compattazione, sia per l'effetto dei collari. Il fenomeno di fatica per scorrimento o "fretting" di cui si parla è pertanto evitato all'origine, né le prove corrispondenti vengono effettuate per ponti sospesi con cavi e selle di tipo tradizionale.



La situazione è invece diversa per i ponti strallati, cui si fa brevemente cenno per quanto funzionale agli argomenti qui di interesse. Ove, infatti, per il collegamento alle antenne venga prescelta la soluzione con selle, in qualche modo simile a quanto avviene per i ponti sospesi, si veda Figura 20, le diversità sono molte e significative:

- In primo luogo, vengono adottate tipicamente funi a trefoli paralleli o funi spirodali, sia pure a passo lungo, con tutte le conseguenze sullo stato tensionale conseguente alla cosiddetta “cordatura”, assenti per le funi a fili paralleli. In questi aspetti, strettamente tecnici e di progettazione, non si entra in questa sede.
- Più rilevante, le funi debbono restare separate, andando ad ancorarsi in punti distinti dell’impalcato, ed è quindi assente la compattazione, che sarebbe peraltro impossibile per le funi a trefoli paralleli spirodali.
- Sono, naturalmente, assenti i collari visto che il collegamento all’impalcato è diretto.
- Le funi vengono tipicamente installate con il rivestimento già presente.

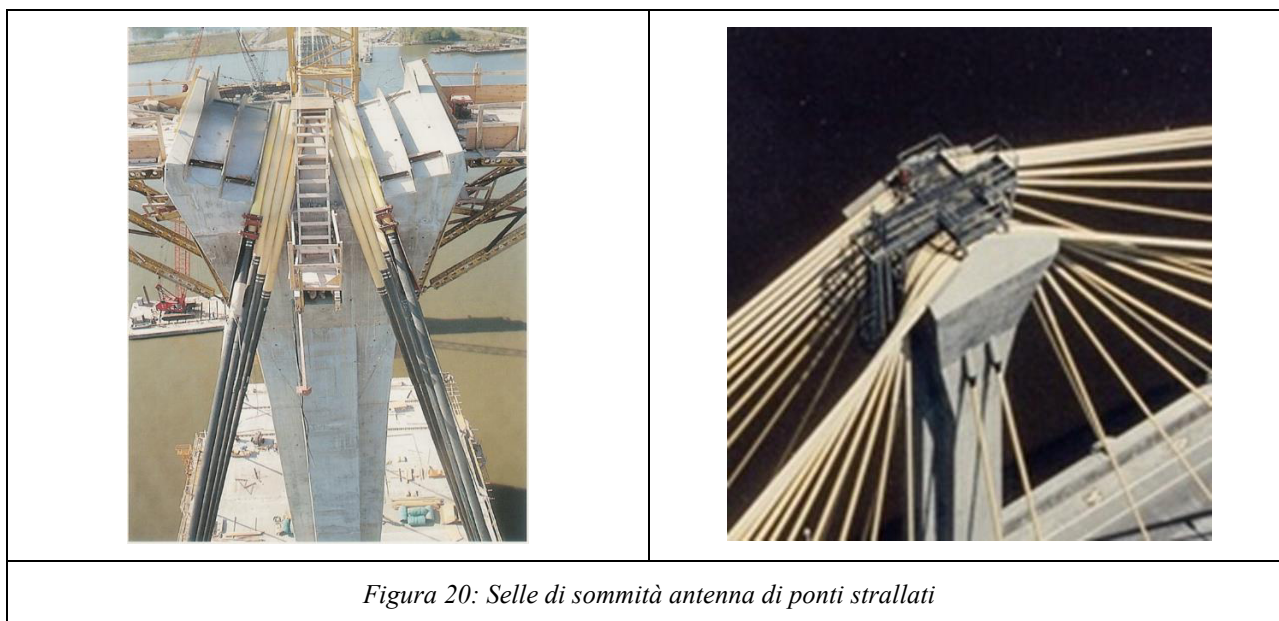


Figura 20: Selle di sommità antenna di ponti strallati

Tutto questo fa sì che per le selle di ponti strallati il fenomeno di potenziale scorrimento relativo fra le funi non sia affidabilmente prevenuto e che si pongano quindi le relative problematiche di fatica (*fretting fatigue*). Non per niente, infatti, la normativa internazionale che regola questo tipo di prove nasce in ambito di ponti strallati ed è il FIB Bulletin n.30 (*“Acceptance of stay cable systems using prestressing steels”*).

4.2.2 La concezione delle selle nel Progetto di Massima del 1992 e nel Progetto Preliminare del 2003

Ove realizzati con soluzioni tradizionali e con gli acciai per i fili disponibile in quel momento i cavi del ponte di Messina avrebbero invece avuto un diametro di quasi due metri. Quel che rende difficoltosa una dimensione del genere è non tanto il comportamento strutturale o le sollecitazioni al passaggio sulle selle, ma l’operazione di compattazione, che avrebbe richiesto macchinari di dimensioni e forze molto superiori a quanto già sperimentato. Fu pertanto introdotta una concezione (Figura 21) che vedeva:

- In primo luogo, due cavi principali per lato, con un diametro di 1236 mm, in modo da avere dimensioni non molto superiori a quanto già in essere o previsto in campo internazionale e rendere certamente fattibili ed affidabili le operazioni di compattazione.
- Le funi costituenti, previste in quel progetto da realizzarsi con la tecnica dello spinning con 504 fili ciascuna, venivano alloggiare in selle a celle individuali, vedi la figura che segue, con l’obiettivo di limitare le tensioni trasversali cumulate connesse alla deviazione. Provvedimento questo non indispensabile, ma considerato allora opportuno e ulteriore segnale della cautela con cui tutte le soluzioni progettuali venivano affrontate.

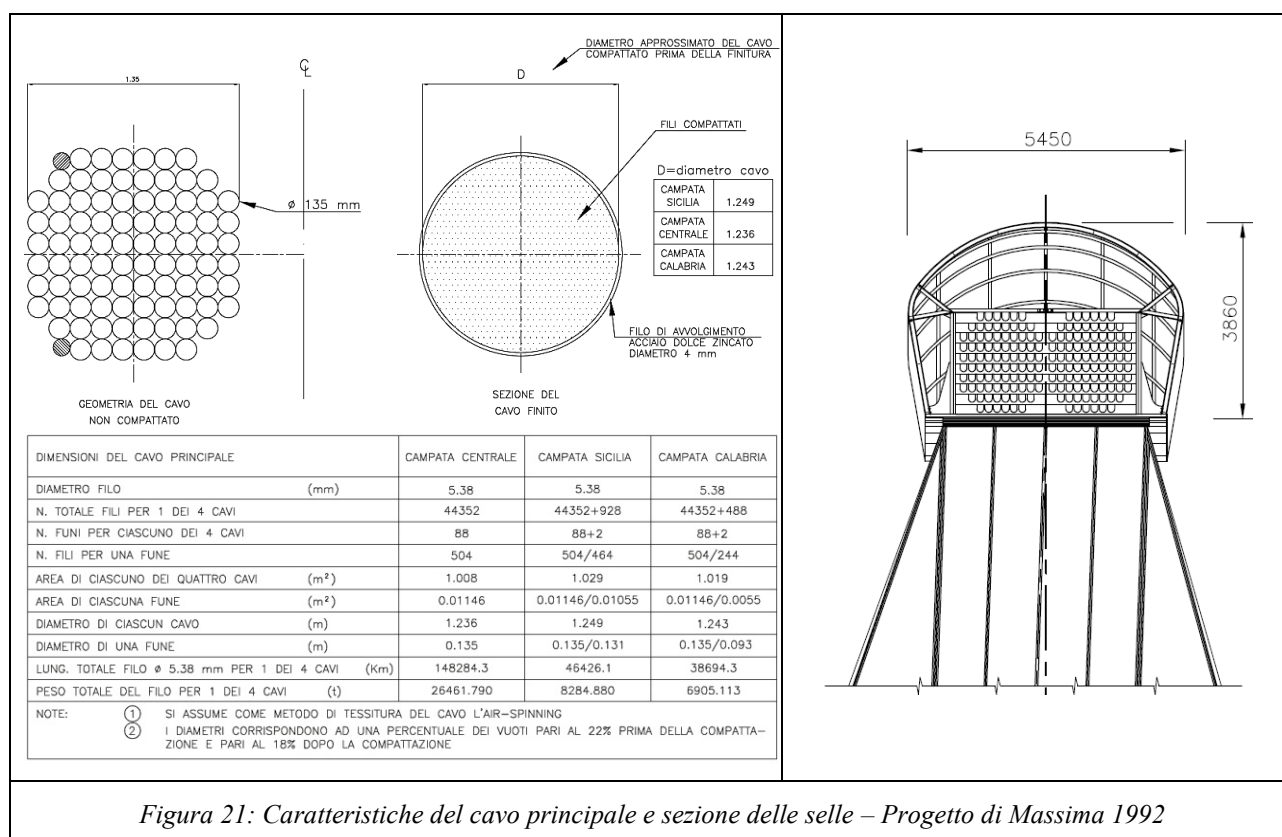


Figura 21: Caratteristiche del cavo principale e sezione delle selle – Progetto di Massima 1992

Le stesse soluzioni erano presenti nel progetto preliminare a base di gara d'appalto, tenutasi nel 2005.

Già da questa breve sintesi si può evidenziare come la dimensione delle funi elementari fosse analoga a quanto corrente nel settore e come il progresso nella dimensione dei cavi fosse limitato, a conferma della non eccezionalità tecnologica delle soluzioni adottate e della loro solidità, nella piena consapevolezza che la maggior luce avrebbe comportato azioni individuali e complessive diverse e maggiori, ma facilmente valutabili e opportunamente considerate nel progetto.

4.2.3 La concezione delle selle nel Progetto Definitivo del 2011

Nel Progetto Definitivo del 2011 è stata presa la decisione di passare alla realizzazione con PPWS da 127 fili ciascuna (Figura 22), in linea con lo stato dell'arte internazionale che vede questa tecnologia oggi prevalente. La concezione generale è stata in quella sede mantenuta, sia confermando il doppio cavo per lato sia la innovativa sella a celle, con la differenza che in una cella sono tipicamente ospitate quattro funi da 127 fili, per un totale di 508 fili, molto simile a quello di ciascuna delle funi previste nel Progetto di Massima.

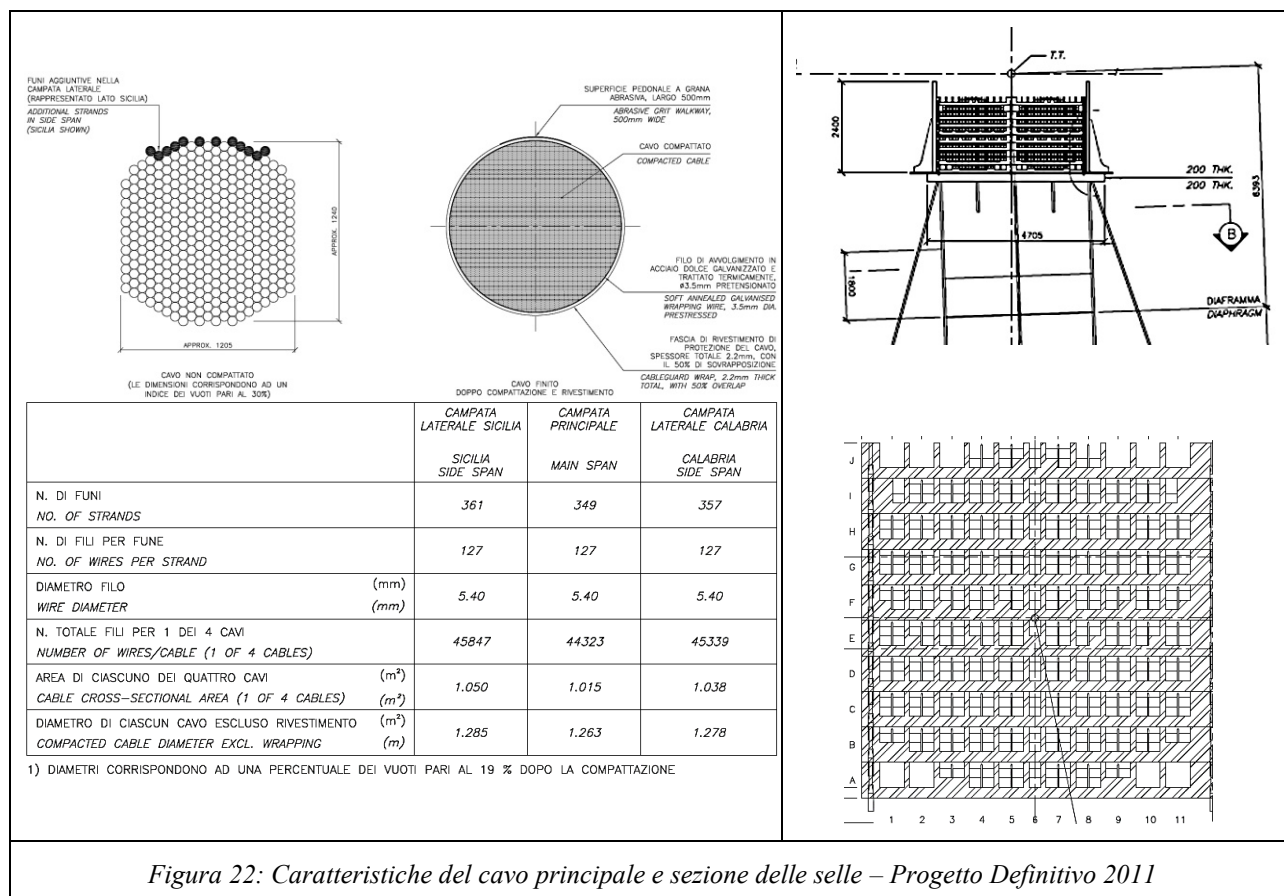


Figura 22: Caratteristiche del cavo principale e sezione delle selle – Progetto Definitivo 2011

Sono in proposito da rimarcare alcuni aspetti:

- In primo luogo, la dimensione delle funi elementari da 127 fili e la dimensione di ciascuno dei cavi è analoga a quanto nel frattempo realizzato e inferiore a quanto già in quegli anni previsto in altri progetti. Non può sussistere quindi dubbio alcuno sulla fattibilità della realizzazione del cavo, peraltro confermata appieno da tutte le parti coinvolte, che comprendono progettisti e imprese che sono all'avanguardia in questo settore.
- Il confermare la concezione descritta mostra la prudenza dell'approccio progettuale: non si volle in quella sede superare le cautele che ad essa avevano portato, malgrado le evidenze del progresso internazionale, di cui si dirà nel prossimo paragrafo.
- La prudenza dell'approccio del progettista è sottolineata dalla richiesta di effettuare delle prove di fatica per *fretting*, come tipico delle selle dei ponti strallati, motivata dalla presenza di sole quattro funi per cella, anche se la compattazione del cavo e la presenza dei collari rendono il fenomeno estremamente improbabile per un ponte sospeso. Non si è voluto in altri termini trascurare nulla, per quanto remoto fosse, consapevoli della importanza dell'opera e della cura ed attenzione che ad essa è indispensabile porre.

4.2.4 Il progresso dello stato dell'arte, la Relazione del progettista e lo sviluppo in Progetto Esecutivo

Come già si è accennato, dal momento della redazione del Progetto di Massima prima e del progetto Definitivo poi in campo internazionale gli sviluppi nel campo dei cavi per ponti sospesi sono stati molti e significativi, con realizzazioni, sperimentazioni e valutazione del comportamento in opera. Nella inevitabile sintesi di un documento come questo, si rappresenta quanto segue:

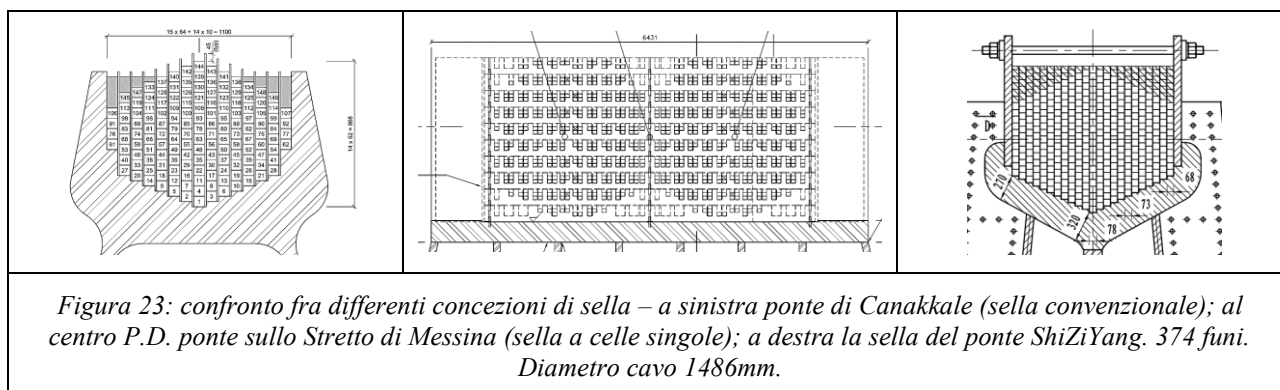
- Nel 1998 è stato inaugurato il ponte sull'Akashi in Giappone, con luce di 1991 m e cavi principali realizzati con 290 funi prefabbricate PPWS ciascuna composta da 127 fili da 5.23 mm, per un diametro complessivo di circa 1100 mm.
- Nel 2022 è stato completato il ponte 1915 Canakkale in Turchia, con 2023 m di luce, attuale record mondiale, con cavi anche essi realizzati con funi PPWS da 127 fili, in questo caso con diametro

individuale del filo di 5.75 mm, numero di funi nella campata principale pari a 144 con un diametro complessivo di circa 870 mm.

- Nel 2020 è stato completato il ponte stradale e ferroviario WuFengShan sullo Yangtze in Cina, con luce di 1092 m e con un diametro dei cavi principali di circa 1.3 m, attuale record per quanto riguarda la dimensione dei cavi principali. Anche in questo caso è stata adottata la tecnologia PPWS, con 352 funi da 127 fili, ciascuno di diametro 5.5 mm.
- È attualmente in costruzione (completamento previsto nel 2028) il Ponte ShiZiYang in Cina, con luce di 2180 m, che avrà cavi di diametro di poco inferiore a 1.5 m anche essi realizzati con tecnologia PPWS.
- È attualmente in costruzione in Cina lo Zhangjinggao, sullo Yangtze, di 2300 m di luce, che sarà un nuovo record di luce, se non di dimensione dei cavi.

In sede di redazione della Relazione del Progettista si sono ritenute quindi ben adeguate le esperienze da porre alla base ad una soluzione tradizionale per le selle del ponte, conservando i due cavi distinti, in quanto il passaggio ad un cavo singolo di grandissime dimensioni appare ancora non del tutto maturo.

Come riportato nella citata Relazione del Progettista, infatti, la problematica progettuale principale nella progettazione di selle convenzionali è legata alle pressioni trasversali agenti sui fili inferiori. L'entità di tale pressione dipende dal diametro dei fili, dal numero di funi e dal raggio di curvatura della sella. Per il Ponte di Messina si prevedono 19 funi sovrapposte nella scanalatura centrale della sella. Per confronto (Figura 23), il ponte Canakkale ha 14 funi sovrapposte ed il ponte ShiZiYang in Cina (in costruzione) è stato progettato con 22 funi sovrapposte. Entrambi i ponti citati hanno un diametro dei fili maggiore ed un raggio di curvatura più piccolo rispetto a Messina. Si può quindi concludere che non vi siano problematiche progettuali rilevanti nell'adozione di selle di tipologia convenzionale per Messina. Si adotteranno quindi due coppie di selle affiancate per ogni coppia di cavi alle torri e nelle camere di sfocco dei blocchi di ancoraggio.



L'adozione di selle di tipologia convenzionale composte da un'unica gola in fusione di acciaio comporta complessità costruttive inferiori rispetto a una soluzione composta da piastre di dimensioni minori sovrapposte una sull'altra. Al contrario, le selle di tipologia convenzionale sono una tecnologia consolidata e vi sono innumerevoli riferimenti per la progettazione, fabbricazione e messa in opera di selle simili.

Con questa decisione, da sviluppare nel futuro Progetto Esecutivo, si rientra nel campo in cui, per i motivi detti, il fenomeno di scorrimento è certamente evitato e non si pongono le associate questioni di fatica. La sperimentazione in questione, quindi, non è più ritenuta opportuna dal progettista e non verrà eseguita.

4.3 EFFETTI LOCALI NEI CAVI, NEI TREFOLI, NEI FILI

Nell'omologo paragrafo in questione vengono sollevate due questioni differenti:

- la prima, effettivamente congruente con il titolo che è stato scelto, ha in effetti a che vedere con gli effetti locali nei cavi (e di conseguenza nei fili: si rappresenta che non sono impiegati trefoli per le funi del ponte, si ritiene che gli Estensori abbiano interpretato l'inglese "strand" in tal senso, ma nello specifico il termine si traduce in "funi"); scrivono difatti gli Estensori:

(...) si verificano all'entrata dei cavi nelle selle dei sensibili effetti di flessione nei cavi stessi, flessione che ha come risultato l'aumento di sollecitazione nei trefoli e nei fili. È un aumento significativo che è stato stimato preliminarmente nel progetto definitivo pari al 27% dalla sollecitazione media, e che porta la sollecitazione nella fune più sollecitata a 1107 MPa in servizio (tab 6.14 di PS0043). In realtà tale sollecitazione risulta maggiore di quella ammissibile in servizio, che è di 874 MPa, e questo pone ulteriori inevitabili interrogativi sull'attuale dimensionamento.

- La seconda chiama invece in causa il valore adottato per i carichi mobili da traffico:

Si noti infine che nei calcoli del progetto definitivo è stato considerato un carico da traffico veicolare, il cosiddetto carico "addensato" QA allo Stato Limite Ultimo, inferiore del 37% di quelli previsti dalle NTC e dall'Eurocodice. Allo Stato Limite di Esercizio è stato considerato il carico "rarefatto" QR pari al 14% di quello previsto da NTC e EC, quindi inferiore di ben l'86% di quello previsto dalle Normative. Ma l'adozione di carichi così ridotti, 14%! in base a considerazioni probabilistiche, contrasta invece con l'importanza dell'opera e le correlate considerazioni sul rischio, in base alle quali il progettista avrebbe dovuto aumentare tali carichi anziché ridurli: una scelta che pertanto suscita ulteriori interrogativi e che risulta non condivisibile.

Al che si replica che:

- a) I cavi dei ponti sospesi sono elementi resistenti per forma, ovvero manifestano capacità portante nei confronti dei carichi trasversali al loro asse non tramite inerzia sezionale ma deformandosi secondo la funicolare dei carichi (c.d. "rigidezza geometrica"). Sono dunque elementi prevalentemente tesi, e come tali sono storicamente calcolati. Accanto a queste tensioni dette "primarie" è tuttavia nota l'esistenza di tensioni "secondarie" dovute a effetti flessionali in corrispondenza dei punti di flesso (selle), dei carichi concentrati (collari), etc. Classicamente si è tenuto conto di questi effetti impiegando coefficienti di riduzione della resistenza dei materiali decisamente elevati. Ad esempio, per il Progetto del Ponte sullo Stretto il coefficiente per le verifiche ULS dei cavi è pari a 1,67 (da confrontare, ad esempio, con le verifiche ULS delle carpenterie metalliche, dove si adottano valori pari a 1,05-1,10). Si tenga conto poi che il cavo del ponte sullo Stretto di Messina è addirittura dimensionato dallo Stato Limite di Servizio, per il quale, a fronte di carichi più bassi, è applicato un coefficiente pari a 2,10. **Tale approccio, nella sua semplicità, ha garantito la sicurezza dei ponti sospesi per oltre 170 anni** e dunque è a tutt'oggi mantenuto, a discapito dei progressi avvenuti nel calcolo e nella consapevolezza dei fenomeni flessionali. Accanto all'approccio classico il progettista ha comunque provveduto a un calcolo esplicito delle tensioni secondarie. Naturalmente di fronte a un approccio maggiormente raffinato logica vuole che il coefficiente parziale sul materiale diminuisca, in ragione della minore "ignoranza" del modello applicato. Siccome la verifica allo Stato Limite di Servizio è intesa a evitare plasticizzazioni, il coefficiente adottato riporta il valore caratteristico di rottura al valore allo 0,2% di deformazione residua, che convenzionalmente designa lo snervamento nei cavi. Si rappresenta che nella campata principale la verifica condotta in tal modo conduce a un coefficiente di utilizzazione pari al 79%, ovvero un coefficiente implicito di 1,26 sullo snervamento.
- b) Prima di entrare nel merito tecnico, solo per dare un'idea per quanto grezza dell'ordine di grandezza reale di ciò di cui si sta discutendo il lettore tenga presente che il modello di carico addensato QA, se applicato sull'intera campata principale del ponte, corrisponde a un carico complessivo di 16.500 ton, pari a circa 400 autoarticolati del massimo carico ammesso sulle strade italiane, ovvero a più di 10.000 autovetture di media dimensione. Messi in fila l'uno dietro l'altro avremmo una coda di 8 km nel primo caso e di 40 km nel secondo caso. E che tanto premesso, **il carico stradale addensato rappresenta solamente il 5% di tutti i carichi portati dal sistema di sospensione principale (ovvero dai cavi).**

Scendendo nel merito tecnico di quanto affermato, **il modello di carico dell'Eurocodice 1**, ripreso integralmente dalle NTC, **è a rigore valido per luci caricate fino a 200 m** come dichiarato in maniera incontrovertibile in apertura al paragrafo 4.1 dell'UNI-EN 1991-2 (Figura 24), di cui si riporta l'estratto. È inoltre esplicitato che per lunghezze maggiori il modello di carico diventi conservativo, sconfessando completamente l'affermazione secondo cui i carichi andrebbero invece aumentati!

Campo di applicazione

- (1) Si raccomanda di utilizzare i modelli di carico definiti nella presente sezione per la progettazione dei ponti stradali con lunghezze caricate di lunghezza minore di 200 m.

200 m corrispondono alla massima lunghezza presa in conto per la taratura del Modello di Carico 1 (vedere punto 4.3.2). In genere, l'utilizzo del Modello di Carico 1 è a favore di sicurezza per lunghezze caricate maggiori di 200 m.

Figura 24: dal paragrafo 4.1 dell'UNI EN 1991-2

Qualsiasi normativa che tenga conto di grandi luci caricate **riduce** il valore dei carichi sulla base di considerazioni statistiche, quando le luci caricate superano i 200 m. è ad esempio il caso delle TDOK svedesi o delle FOR-2017 norvegesi. Di particolare interesse queste ultime in quanto adottano riprendono esattamente i modelli dell'Eurocodice applicando dei coefficienti riduttivi dei carichi in funzione delle luci caricate. Per luci oltre i 1000 m si ottengono valori perfettamente in linea con il QA utilizzato per il progetto del Ponte sullo Stretto, valore che è stato derivato sulla base di studi di traffico condotti ad hoc. Le NTC stesse propongono un modello (modello di carico 6) per luci maggiori di 300 m, da impiegarsi in mancanza di studi specifici, ovvero **ammettono esplicitamente la possibilità di adottare modelli di carico studiati ad hoc**.

Si invitano infine gli Estensori a una lettura attenta della documentazione di Progetto Definitivo e a titolo di esempio del documento PG0025: si potranno rendere conto che per luci caricate fino a 300 m anche il Ponte sullo Stretto è progettato utilizzando il modello di carico 1 dell'Eurocodice da loro citato.

4.4 CONCLUSIONI SUI CAVI

Non sorprendentemente gli Estensori concludono la loro disamina mettendo in dubbio la fattibilità dell'Opera di Attraversamento, in forza degli argomenti precedentemente descritti, ovvero

- *La fattibilità dei cavi nella configurazione e dimensioni proposte non è garantita dall'attuale esperienza consolidata e permane pertanto incerta.*
- *Le azioni adottate nei calcoli di verifica dell'attuale progetto definitivo sono inferiori, e quindi di fatto in violazione, di quelle previste dalla Norma Italiana NTC e dagli Eurocodici.*
- *Pur con azioni ridotte le verifiche tensionali allo SLE, escludendo la fatica e considerando le flessioni locali, risultano eccedere le tensioni limite previste dalle normative.*
- *Le sollecitazioni combinate di tensione assiale, compressione trasversale, flessioni locali e sfregamento (fretting) contro la sella sono molto gravose soprattutto per carichi ripetuti che causano affaticamento del materiale, e la resistenza reale, statica e a fatica, dei fili in queste condizioni non è codificata dalle Normative, e quindi deve essere definita da una prova di laboratorio a fatica in scala reale, che doveva essere fatta in sede di progetto definitivo.*

Al che nuovamente si ribadisce che:

- a) La messa in dubbio della fattibilità dei cavi principali del ponte sulla base della sola mancanza di precedenti dimensionali per la configurazione a cavi gemellati **è un'affermazione completamente priva di fondamento tecnico-scientifico**.
- b) Tanto l'Eurocodice quanto le NTC ammettono l'utilizzo di modelli ad hoc per luci caricate oltre i 200/300 m, **non vi è nessuna violazione, implicita o esplicita, delle norme**.

- c) Le verifiche tensionali sono perfettamente in linea con le previsioni dei fondamenti progettuali, non esistendo peraltro normative direttamente applicabili ai cavi dei ponti sospesi. La verifica delle tensioni secondarie risulta soddisfatta con ampio margine.
- d) **In centosettant'anni di storia dei ponti sospesi non si sono mai verificate problematiche legate al fretting in ponti sospesi realizzati con fili e selle tradizionali.** Prove su selle di ponti sospesi non fanno parte delle prassi progettuale di nessuno dei principali ponti sospesi esistenti al mondo e nel caso di Messina erano state previste solamente in ragione della peculiare configurazione delle selle, che sarebbe stata un *unicum* al mondo. I progressi tecnologici occorsi negli ultimi anni permettono oggi di affermare che una sella tradizionale è certamente fattibile, eliminando alla base ogni possibile rischio progettuale.

5 FAGLIE E TERREMOTO DI PROGETTO - FONDAZIONI LATO CALABRIA

Nel paragrafo 3.5 della loro nota gli Estensori della nota trattano il tema della sismicità dello Stretto, e in particolare delle faglie che potrebbero generare forti terremoti. Esordiscono con la seguente affermazione: *“Faglie di grande dimensione, quali quelle ubicate nello Stretto di Messina, sono all’origine di sismi di forte intensità, storicamente documentati e studiati: studi recenti [12] hanno mostrato che la c.d. faglia sorgente del terremoto di Messina del 1908 potrebbe generare sismi di intensità anche maggiore di quello attualmente previsto in progetto.”*

Tale affermazione è falsa, poiché l’articolo in questione (liberamente scaricabile dal sito <https://www.nature.com/articles/srep00970>) NON si riferisce alla sorgente del terremoto del 1908, ma a un'altra faglia, che è addirittura fuori dallo Stretto, ancorché non lontana dal sito dell'Attraversamento. In particolare l’articolo tratta della faglia di Capo Peloro, che si trova nel Tirreno (si veda Figura 7), poco a nord di Capo Peloro, sostenendo senza alcuna prova concreta che essa può causare terremoti di M_w anche superiore a 7.1, valore stimato per l’evento del 1908. Peraltro, gli autori non dicono esplicitamente, ma al massimo lasciano intendere, che quella faglia potrebbe essere la sorgente di quel terremoto.

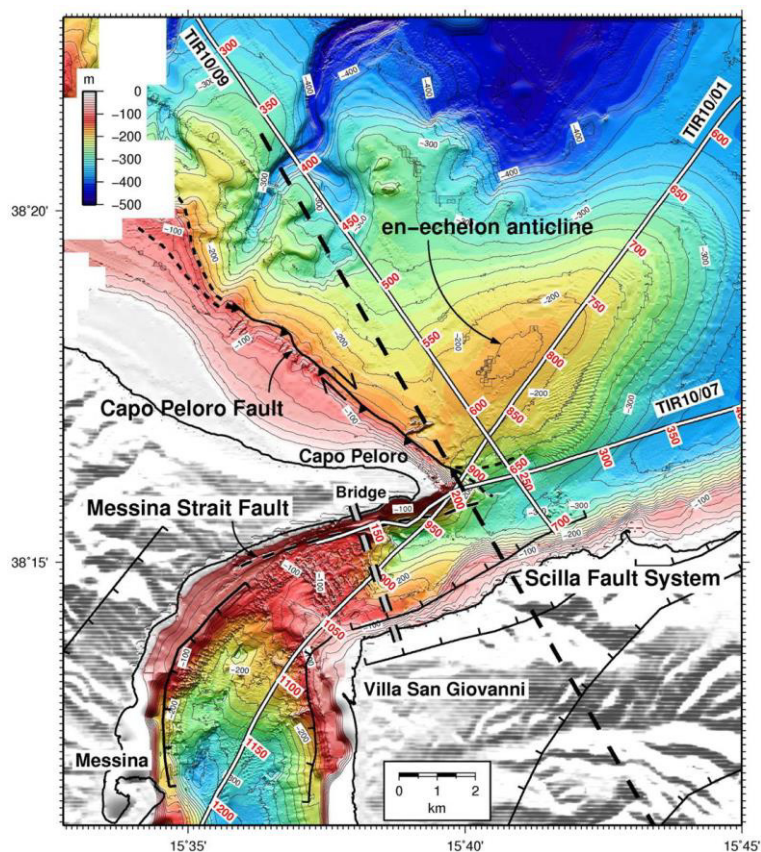


Figura 25: Mappa dell’area dello Stretto, tratta dall’articolo *“The tectonic puzzle of the Messina area (Southern Italy): Insights from new seismic reflection data”*, di Doglioni et al. (2012).

Gli Estensori della nota proseguono richiamando le ormai ben note Linee Guida per la Gestione del Territorio in aree interessate da Faglie Attive e Capaci (FAC), redatte a cura del Dipartimento della Protezione Civile. A tale riguardo, gli Estensori sostengono che *“Le Linee Guida costituiscono il riferimento pubblico e ineludibile per la gestione dei permessi di edificazione in presenza di faglie: il recepimento nella Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 82 del 2 agosto 2019 [14] ha infatti conferito loro il valore di prescrizione ufficiale dello Stato e non di mera e facoltativa raccomandazione”*.

Ebbene, premesso:

- i) che l'Ordinanza citata è la n. 83 e non la n. 82,

- ii) che tale atto è stato emesso non dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri, bensì dal Commissario di Governo per la Ricostruzione post-sisma nell'Italia Centrale 2016,

la predetta Ordinanza NON ha alcun valore di prescrizione ufficiale dello Stato, come ben si evince dal suo titolo completo: “Approfondimenti conoscitivi in zone di attenzione per faglie attive e capaci individuate con gli studi di microzonazione sismica condotti ai sensi dell’ordinanza n. 24 del 12 maggio 2017”. In tale contesto, a pag. 24 dell'Allegato Tecnico (pagina indicata nel riferimento bibliografico [14]) si parla di “Indicazioni per le indagini sulle faglie attive e capaci nel livello 3 di MS”. In sostanza, sono dettagliate le attività da svolgere per un’efficace indagine delle Faglie Attive e Capaci, ma NON viene modificata la natura delle Linee Guida originarie, che era e resta non prescrittiva. A questo riguardo, si evidenzia che le indagini di cui si raccomanda l’esecuzione sono state condotte da SdM a partire dalla metà degli anni '80 del secolo scorso e approfondite da Eurolink tra il 2006 e il 2011; a luglio 2024 è iniziato un ulteriore e significativo approfondimento in vista dell’elaborazione del Progetto Esecutivo.

Nel successivo periodo gli Estensori della nota affermano che *“Una faglia, non importa se attiva o non attiva, costituisce infatti – come ben noto – una discontinuità geologica del terreno, provocata da elevati stati di sollecitazione e conseguente rottura nella crosta terrestre in aree sismiche; essa pertanto costituisce indiscutibilmente un’area di debolezza del terreno.”* E aggiungono subito dopo che *“... ci si debba sempre attendere che in corrispondenza di qualsiasi faglia possano manifestarsi sia lenti movimenti delle superfici di rottura con conseguenti cedimenti imprevedibili delle strutture posizionate su di esse o in prossimità, che – in caso di sisma – movimenti macroscopici, attivati anche a distanza dalla c.d. faglia sorgente del terremoto...”*.

Tali proposizioni sono del tutto false e concettualmente errate: stabilire se una faglia sia attiva o meno è fondamentale. Di faglie inattive ce ne sono infinite, ovunque nella crosta terrestre, anche in zone geodinamicamente fossili quali le cosiddette “aree cratoniche”, o anche, ad esempio, sotto il centro di Milano. L’affermazione degli Estensori è basata su una forma di massimalismo tecnico-scientifico inaccettabile, che, qualora adottata, di fatto comporterebbe l’inedificabilità di qualunque costruzione in qualsiasi luogo del mondo.

Successivamente, gli Estensori introducono la questione del catalogo ITHACA, affermando che *“Per la corretta identificazione di tali faglie e delle loro ubicazioni rispetto alle strutture di fondazione del ponte, si è ritenuto necessario e doveroso fare riferimento alle pertinenti mappe ufficiali del Catalogo ITHACA delle faglie capaci (FAC), redatte e pubblicate da ISPRA, Istituto Superiore per la Protezione e la ricerca Ambientale [16], documento ufficiale dello Stato Italiano.”*

Riguardo a questa affermazione è fin troppo facile osservare che, sebbene ITHACA sia una fonte ufficiale, non per questo possono essere considerate “certe” le informazioni in essa riportate. Infatti, la pagina di presentazione della banca dati (<http://portalesgi.isprambiente.it/it/webgis>) mostra un dettagliato *disclaimer*, riportato qui di seguito: *“Il Catalogo ITHACA fornisce una prima indicazione sull’eventuale presenza di faglie attive e capaci in un determinato territorio, ma non può essere utilizzato per la loro caratterizzazione di dettaglio. Ciò vale in particolar modo per gli studi di microzonazione sismica. A tal riguardo: ISPRA declina ogni responsabilità in merito ad un utilizzo delle informazioni contenute nel Catalogo ITHACA per la caratterizzazione di dettaglio della pericolosità da fagliazione superficiale; questa richiede infatti particolareggiate indagini ad hoc, di tipo tettonico, geomorfologico e paleosismologico, alla scala della microzonazione sismica.”*

Quindi, per ammissione dei suoi stessi autori, il catalogo ITHACA non fornisce alcuna certezza sulla presenza o meno di faglie attive e capaci, o sulla attività e capacità delle faglie censite. In altre parole, ITHACA è dichiaratamente un prodotto compilativo ottenuto sulla base della letteratura scientifica, e il *disclaimer* sottende il fatto che i suoi compilatori non assumono alcuna responsabilità sulla veridicità di quanto riportato da tale letteratura. Pertanto, ITHACA non classifica alcuna faglia come certa o come inesistente, attiva o non attiva, ma si limita a presentare in forma organizzata quanto disponibile in letteratura.

Le medesime considerazioni valgono per la richiamata faglia di Cannitello, che nella nota viene così introdotta (testualmente):

“La faglia Cannitello, codice 37414, lunga 3.5 km è definita “primaria” nella relativa scheda di ISPRA [16] Si tratta quindi di faglia certa in quanto identificata in documento ufficiale. Essa è testimoniata dalla discontinuità orografica in superficie e da rilievi fotografici, Nuvolone [17], pertanto essa è faglia capace.”

Riguardo alle sopra riportate affermazioni, si osserva che:

a) la faglia Cannitello ha in realtà codice 37400 e non 37414; questo secondo codice è relativo a una faglia riportata al largo della costa di Cannitello;

b) la presenza di una “discontinuità orografica”, espressione che non appartiene al gergo degli studiosi di tettonica attiva, non è una prova dell'esistenza di una faglia, e tantomeno del fatto che sia attiva, e pertanto è un'affermazione antiscientifica. I rilievi fotografici mostrano un versante debolmente digradante e coperto da olivi: un paesaggio molto diffuso in Calabria, ma certamente di per sé NON indicativo della presenza di una faglia attiva;

c) l'Ing. Paolo Nuvolone non è uno studioso esperto di faglie, essendo pressoché sconosciuto alla principale delle banche dati di riferimento (<https://www.scopus.com/authid/detail.uri?authorId=6507903746>), e manifestamente non ha le competenze per poter fare un'affermazione come quella del punto precedente.

Gli Estensori proseguono affermando che “... sono state inoltre osservate discontinuità superficiali e stratigrafiche della faglia, che testimoniano movimenti relativamente recenti, databili sicuramente entro i 40.000 anni di una faglia attiva. Una coppia di iconografie (datate 1790) conferma la sua attività (Fig. 14): in esse si illustra il drammatico confronto del profilo di costa tra Cannitello e Scilla prima del terremoto del 1783 e quello – vistosamente sconvolto – subito dopo (appena 341 anni addietro!) [18]. La faglia è pertanto sicuramente attiva.”

In realtà non si ha alcuna evidenza di tali discontinuità nella letteratura scientifica corrente, l'unico riferimento che conta in questo caso. Se gli Estensori di questa memoria avessero evidenza scritta di descrizioni di tali discontinuità, sarebbe opportuno richiamare il relativo riferimento bibliografico. Le vedute del Minasi si riferiscono al Monte Campallà, o Paci, posto appena a SW dell'abitato di Scilla. Il sito dista circa 2,5 km dal punto più nordorientale della presunta faglia di Cannitello, e oltre 5,5 km dal sito del pilone. Sulla frana del Monte Campallà del 1783 esiste ampia letteratura scientifica pubblicata su riconosciute riviste internazionali (es. <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2011.02.025>). Il citato lavoro di Comastri e Mariotti, peraltro apparso in un volume edito da INGV e Dipartimento della Protezione Civile, riporta le immagini del Minasi mostrate in Fig. 14 e discute nel dettaglio l'accaduto, confermando la localizzazione della frana. La faglia, ammesso che sia realmente tale, dista 2,5-6,0 km dal sito della frana del 1783. Peraltro, il franamento, avvenuto a causa di fenomeni gravitativi frequenti lungo quello specifico tratto di costa, non richiede minimamente la presenza di una faglia per essere innescato.

Infine, si evidenzia che gli anni trascorsi dal 1783 ad oggi sono 241 e NON 341, come erroneamente riportato dagli Estensori.

E a proposito della faglia di Cannitello, gli Estensori della nota così concludono le loro considerazioni: “*Riassumendo, la faglia Cannitello risulta – senza dubbio alcuno – attiva, capace e certa.*” Tali affermazioni apodittiche NON SONO CORROBORATE da dati pubblicati nei normali canali scientifici, e contrastano con l'opinione di specialisti riconosciuti in materia di faglie e sismotettonica.

A seguire, gli Estensori della nota si soffermano su considerazioni relative a modificazioni degli stati di sollecitazione indotti sull'eventuale faglia di Cannitello dal “Pilone” lato Calabria: “*Non si deve infine trascurare, in tale disamina, la relevantissima entità del complesso delle azioni verticali trasmesse sul tetto di tale faglia dall'intero ponte tramite il Piloncino: i carichi delle Funi portanti poggiate sulle Torri (funi, pendini e impalcato), delle strutture in elevazione in acciaio della Torre, delle sue fondazioni in c.a., nonché della massa del jet-grouting di riempimento dei pozzi; azioni stimate complessivamente pari a 500.000 t ca.*”

Si sottolinea che una faglia è una discontinuità immersa in un volume di roccia continuo e confinato in tutte le direzioni: non è una massa superficiale, e come tale dotata di energia potenziale che potrebbe portarla a

scivolare verso il basso, ovvero una frana. Se una faglia è soggetta a uno sforzo tettonico di entità trascurabile, o è mal orientata rispetto a uno sforzo non nullo, essa non si muove.

Gli Estensori passano a commentare uno stralcio dell'elaborato PB0010 del Progetto Definitivo del 2011, e in particolare la Tavola 2/2, sostenendo che “... può vedersi la fondazione del pilone lato Calabria ubicata proprio al di sopra del tetto di faglia lato mare della faglia Cannitello. Nel disegno si rileva inoltre: che tale faglia si configura come una faglia diretta, ovvero il blocco di terreno verso mare tende a slittare verso il basso rispetto al blocco verso monte e che la sua superficie di rottura risulta con buona probabilità intersecare in profondità proprio i due pozzi di fondazione.” Per ribattere a tale osservazione è sufficiente richiamare il fatto che nel citato disegno, qui mostrato come Figura 26, si osserva chiaramente che la faglia è suturata (ovvero “sigillata”) da depositi sedimentari recenti, di età non precisata ma certamente non attuali, per uno spessore complessivo pari almeno ad alcuni metri. Pertanto, la faglia NON è definibile attiva e tantomeno capace, come si evince dalla stessa figura; inoltre, essa NON interseca i pozzi di fondazione (cfr. Figura 15 della nota di De Miranda et alii).

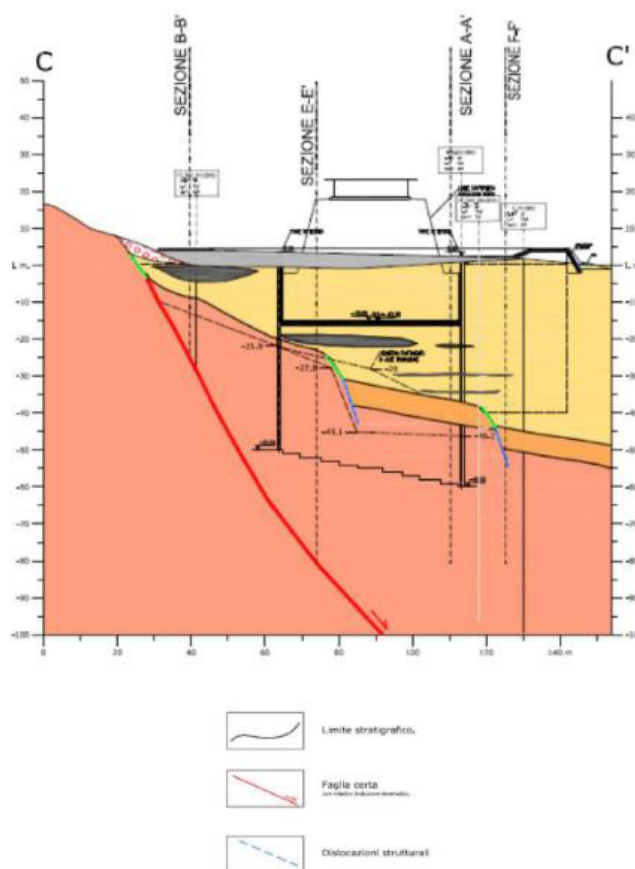


Fig. 15. Stralcio dal disegno n. PB0010 del PD 2011 [19]. La fondazione del pilone della Torre lato Calabria risulta adiacente e sottostante alla faglia Cannitello.

Figura 26: Sezione attraverso la fondazione del pilone della Torre sul lato calabrese dello Stretto. L'immagine è inclusa nell'elaborato PB0010 del Progetto Definitivo 2011.

In altre parole, se la faglia non raggiunge la superficie ed è sormontata da formazioni geologiche più recenti non dislocate, ciò sta a indicare che la stessa faglia non ha subito spostamenti durante i terremoti che hanno coinvolto in epoca recente l'area in questione (ultime decine di migliaia di anni).

Gli stessi Estensori citano “... uno stralcio dal recentissimo disegno AMW3010 – Microzonazione area di Villa San Giovanni, depositato il 12/09/2024 [20], che mostra con chiarezza come il pilone in esame ricada nella ampia fascia, in colore marrone nel disegno, a cavallo della linea della faglia Cannitello. Tale fascia reca sovrapposta la dicitura in bianco FA/LI/MR, che la legenda classifica come Zona Suscettibile di Instabilità,

specificamente: *FA = Fascia a cavallo di faglie attive e capaci ...*”, stravolgendone contenuti e conclusioni. Infatti, premesso che il disegno è un allegato alla Relazione n. AMW3000, la fascia di rispetto è stata doverosamente riportata nell’immagine per completezza dell’informazione fornita da ITHACA o da altri documenti successivi. Questo NON implica che chi ha prodotto questo elaborato condivida i dati in oggetto, e di conseguenza la presenza di quella faglia e della relativa fascia di rispetto, così come ampiamente discusso nella stessa relazione n. AMW3000, di cui l’elaborato cartografico n. AMW3010 è parte integrante.

Gli Estensori estraggono poi dalla Relazione AMW3000 alcuni specifici passaggi: *“Infine nella recentissima Relazione AMW3000 (12/09/24) – Aggiornamenti sulle pericolosità geologiche e idrogeologiche, [22], a pag. 40 si dichiara: “... come si è visto ad esempio per le faglie di Cannitello-Scilla e Curcuraci-Larderia. Che queste faglie – o quantomeno alcune di esse – siano attive e potenzialmente capaci resta comunque plausibile, anche alla luce dei dati geofisici mostrati in Fig. 2.2.3.1, della modellazione analogica mostrata in Fig. 2.2.3.1 e della analogia con altre aree tettonicamente attive”*. Si sottolinea come questa frase sia volutamente riportata solo parzialmente, e per di più in modo tale da alterarne drasticamente il significato. Che quantomeno nella porzione sommersa dello Stretto di Messina esistano faglie attive è fuori discussione: il compito di chi le analizza è:

- a) valutare con quale velocità si muovono quelle attive,
- b) stabilire se interferiscono con le strutture dell’Opera di Attraversamento.

Quanto ad (a), le osservazioni geologiche raccolte già negli anni '90 da SdM mostrano velocità medie dell'ordine delle frazioni di mm/anno, mentre il monitoraggio effettuato mediante l’analisi di dati GPS e DInSAR attuali le mostrano sostanzialmente ferme nel periodo considerato (da alcuni decenni ad alcuni anni, a seconda dei casi). La combinazione di queste due evidenze indica che le faglie in questione sono ferme. . Peraltro, è ben noto dalle cronache successive al terremoto del 1908 che quell'evento non ha causato dislocazioni significative lungo le faglie – o presunte faglie – poste in terraferma, nelle aree costiere danneggiate (ovvero le aree in cui si sono concentrate le osservazioni di molti studiosi intervenuti dopo il terremoto).

Gli Estensori tornano poi a svolgere considerazioni sulla questione delle Linee Guida sulle FAC e sull’edificabilità o meno di opere, sostenendo, con riferimento alla presunta distanza tra pilone e faglia di Cannitello, che: *“... Tale valore risulta maggiore dei 15 m della fascia Zona di rispetto, ma ben minore rispetto agli 80 m della fascia Zona di Suscettibilità: la fondazione del Pione risulta pertanto posizionata all’interno di quest’ultima. Ne consegue che la sua edificabilità in tale posizione risulta, in base alle Linee Guida citate, assolutamente preclusa.”* Le già più volte richiamate Linee Guida indicano solo che in queste aree vanno effettuati approfondimenti: quelli che sono stati puntualmente effettuati da SdM negli ultimi 40 anni e quelli – già pianificati – che verranno avviati nei prossimi mesi.

All’inizio del paragrafo 3.5.2. gli Estensori svolgono considerazioni in merito ai contenuti dell’elaborato [GER0326_RELAZIONE DEL PROGETTISTA_revE_20 gen. 2024](#). Al riguardo, in questa sede si evidenzia che, conformemente a quanto stabilito nelle prescrizioni della Commissione Tecnica VIA/VAS, le attività di approfondimento sono in corso già dall'estate del 2024 e verranno completate entro pochi mesi, quale condizione imprescindibile per l’approvazione del Progetto Esecutivo.

Al termine del medesimo paragrafo, gli Estensori lamentano il fatto che *“...il Progettista, nel processo del c.d. “aggiornamento” del Progetto Definitivo, tratta il tema delle faglie negli elaborati AMW3260 [25] e AMW3252 [26], depositati il 12 settembre 2024. In tali relazioni sono sviluppate molteplici considerazioni, ma tutte tendenti a: sminuire o persino negare del tutto la esistenza o la rilevanza o l’attività delle faglie in questione, definite appunto, in tali relazioni, come inattive, o incerte, o irrilevanti...”*

Con riferimento a tali asserzioni è doveroso sottolineare quanto segue:

a) in Sismologia la dimensione delle faglie è un parametro cruciale. Le faglie che generano i forti terremoti sono lunghe da un minimo di 7-8 km in su, e si estendono in profondità fino a una profondità minima di 5 km, ma anche molto maggiore a seconda delle zone. ITHACA non fornisce la profondità di alcuna faglia, ma una

profondità maggiore di 3-5 km sarebbe comunque incompatibile con la presenza a quella profondità della faglia che ha generato il terremoto del 1908;

b) gli esperti interpellati da SdM e da Eurolink ritengono che quelle faglie siano inattive, incerte o irrilevanti. Se qualcuno è in grado di provare il contrario non esiti a farlo. Questo prevede il metodo scientifico e il caso in questione non fa eccezione. L'incertezza sulla natura di queste faglie peraltro è dimostrata plasticamente dalla variabilità spaziale con cui esse sono tracciate dai diversi autori, evidentemente causata dal fatto che nessuno le ha mai realmente osservate sul terreno. L'irrilevanza discende direttamente dal fatto che, ammesso che esistano, queste faglie si trovano al di sopra di una grande faglia sismogenetica universalmente ritenuta cieca, e in quanto tale poco suscettibile di attivare fagliazione secondaria al di sopra di sé essa, nella porzione più superficiale della crosta.

Nel paragrafo 3.5.3, intitolato *“Il problema delle faglie e del sisma come trattati dall’INGV”*, gli Estensori si soffermano sul fatto che quanto riportato nel paragrafo 3.5. (Faglie e fondazioni lato Calabria) della loro memoria sia *“... una sintesi essenziale di un più esteso documento, dal titolo Nota Tecnica sulle faglie presenti in prossimità delle fondazioni lato Calabria del ponte ..., [27], redatta dagli autori e inviata il 16 ottobre 2024 sia alla Commissione Grandi Rischi della Protezione Civile, Presidenza del Consiglio dei Ministri, che al prof. Carlo Doglioni, Presidente di INGV – Istituto Nazionale di Geosismica e Vulcanologia, sulla base delle ben fondate preoccupazioni che la realizzazione dell’opera in esame, con il Progetto Definitivo 2011, carico delle complesse e rilevanti criticità prima evidenziate, costituisca un Grande, se non piuttosto un Grandissimo Rischio, per le persone, per le cose e per la finanza pubblica.”*

A tale riguardo, e solo a titolo di commento, si fa notare in questa sede che la Commissione Grandi Rischi non ha alcun titolo, a livello normativo e istituzionale, per esprimere pareri in merito alla realizzazione di una qualsiasi opera d’ingegneria.

Nella sua parte finale il paragrafo 3.5.3 solleva una questione ulteriore, del tutto indipendente dalle precedenti. Se ne riporta integralmente il testo.

“Nella documentazione disponibile come riferimento di terremoto per il progetto del Ponte l’accelerazione usata risulta essere $0,58 \text{ m/sec}^2$. A l’Aquila si sono registrate accelerazioni fino a $0,66$ e ad Amatrice fino $0,95$. Ma lo Stretto di Messina può essere zona epicentrale per eventi sismici con accelerazioni facilmente superiori a $1,0 \text{ m/sec}^2$ (NdR: errato, dovrebbe essere 1 g), ma possibili anche fino a $1,5 - 2,0 \text{ m/sec}^2$ (NdR: errato, $1.5-2.0\text{g}$). Ovvero, l’accelerazione adottata per il c.d. terremoto di progetto del PD 2011 risulta fortemente sottostimare l’azione di scuotimento ondulatorio del prossimo sisma nell’area (atteso tra il 2030 e il 2050 da alcuni studiosi), nella misura compresa tra 2 e 4 volte circa, rispetto a quella di progetto, quindi assai più elevata come rispetto a quella prudenzialmente stimata dai massimi esperti in materia.

Di seguito sono riportate le risposte relative agli aspetti sopra citati, suddivise in tre punti [a), b) e c)].

Prima di entrare nel merito, è necessario sottolineare innanzitutto che l’osservazione contiene, già nella sua sola enunciazione, un errore di per sé marchiano. Infatti, le cifre riportate nell’osservazione si riferiscono ad accelerazioni che in realtà sono frazioni della accelerazione di gravità $[g]$, cioè 9.81 m/s^2 , e non $[\text{m/s}^2]$. In altre parole, l’osservazione sbaglia, sottovalutandole di un ordine di grandezza, le quantità cui si riferisce, riportando erroneamente accelerazioni pari a circa un decimo di quello che dovrebbero essere perché l’osservazione valga la pena anche solo di essere presa in considerazione. Assumendo un quindi sorprendente refuso nelle unità di misura, si confutano tutte le osservazioni svolte, che non possono che apparire completamente infondate a qualunque lettore competente in ingegneria sismica.

a) Comparazione con i terremoti di Amatrice e L’Aquila.

Premesso che gli spettri di progetto cui è associato un periodo di ritorno (del superamento) e gli spettri di singoli terremoti non possono essere comparati direttamente, vista la loro differente natura, come la letteratura scientifica in ambito di ingegneria sismica ha chiarito da molti anni (e.g., <https://doi.org/10.1193/1.4000152>), in Figura 27 si riportano gli spettri di progetto – secondo il progetto definitivo – per lo stato limite ultimo

(SLU), cui è attribuito un periodo di ritorno del superamento di duemila anni, e per la *integrità strutturale* (SLIS), confrontati con gli spettri delle registrazioni citate dei terremoti in questione.

Nell'esaminare la figura, si ricorda agli Estensori della memoria – dai quali ci si aspetta sappiano bene di cosa parlano – che le uniche accelerazioni che hanno interesse per l'Opera di Attraversamento sono quelle capaci di eccitare la dinamica strutturale, cioè quelle alle frequenze proprie (i.e., periodi di vibrazione) dell'opera con masse partecipanti non trascurabili. Ricordando che il ponte ha periodi di vibrazione di interesse sismico certamente superiori a 1.0s e inferiori a 33s, cioè a destra dell'area campita in grigio in *Figura 27*, l'osservazione è inequivocabilmente smentita dai fatti. Infatti, gli spettri di progetto sono largamente cautelativi rispetto ai terremoti citati (L'Aquila e Amatrice) per le frequenze che effettivamente eccitano le vibrazioni del ponte.

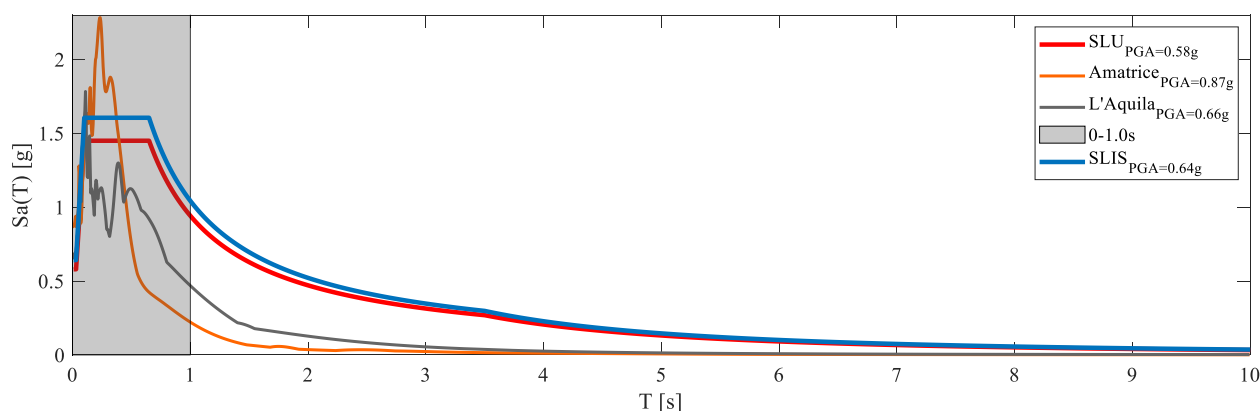


Figura 27: Spettri di progetto per SLU e SLIS per il lato Calabria (lato Sicilia la situazione è analoga), e spettri di risposta con la massima PGA registrata durante i terremoti di L'Aquila 2009 e Amatrice 2016.

(Incidentalmente: si noti che secondo INGV la massima accelerazione di picco al suolo, cioè la PGA, registrata ad Amatrice nel 2016 è stata 0.87g e non 0.95g; si veda, https://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet_40/#/event/EMSC-20160824_0000006).

b) Accelerazioni fino a 1.5-2.0 g.

L'osservazione è platealmente infondata, per tre motivi chiari a chiunque sia competente in ingegneria sismica.

1. 0.58g è la PGA di progetto allo SLU. Essa non è, né la massima cui si riferiscono gli studiosi richiamati dagli Estensori, né la massima accelerazione considerata nel progetto. Infatti, gli spettri di progetto del ponte prevedono allo SLU accelerazioni massime di circa 1.5g (curva rossa in figura), e superiori a 1.5g allo SLIS (curva blu), come mostra la *Figura 27*. (Incidentalmente, si noti anche che la massima PGA considerata per il progetto del ponte è 0.64g che corrisponde allo SLIS, e non 0.58g: questo valore corrisponde allo SLU, che non è il più gravoso stato limite considerato per l'opera.)
2. Analisi di pericolosità sismica recentissime mostrano che le accelerazioni degli spettri del progetto definitivo sono largamente conservative rispetto alle conoscenze sismiche e sismologiche più aggiornate per l'area. Infatti, la *Figura 28* (sinistra) mostra gli spettri a pericolosità uniforme calcolati nel 2024 (si veda il documento EUROLINK PBW0040), per periodo di ritorno di 2000 anni, che corrisponde allo SLU. Tali spettri sono calcolati, allo stato dell'arte delle conoscenze (anche rispetto al progetto definitivo), secondo tre modelli di sorgente sismica (si veda PBW0040 per i dettagli). Due di questi modelli di sorgente sono direttamente prodotti da INGV, e due sono alla base della progettazione secondo le attuali norme tecniche per le costruzioni (NTC) e dello Eurocodice 8 (<https://conto.uni.com/uni-en-1992-1-1-2024>), cioè le norme europee:

- a. mod 1. – derivato da MPS04, <http://esse1.mi.ingv.it/> (di INGV, alla base delle NTC)

- b. mod. 2 – derivato da MPS19, <https://www.annalsofgeophysics.eu/index.php/annals/article/view/8579> (di INGV)
- c. mod. 3 – derivato da ESHM20, <http://hazard.efehr.org/en/Documentation/specific-hazard-models/europe/eshm2020-overview/> (alla base dello Eurocodice 8 seconda generazione).

Esaminando la figura risulta evidente che – secondo le conoscenze messe a disposizione per l’area da INGV e alla base delle norme di progettazione sismica nazionali e internazionali – gli spettri del progetto definitivo sono cautelativi per quanto riguarda i terremoti valutati secondo l’approccio probabilistico. (A tal proposito si ricorda che l’approccio probabilistico è l’unico compatibile con le attuali norme tecniche per le costruzioni.)

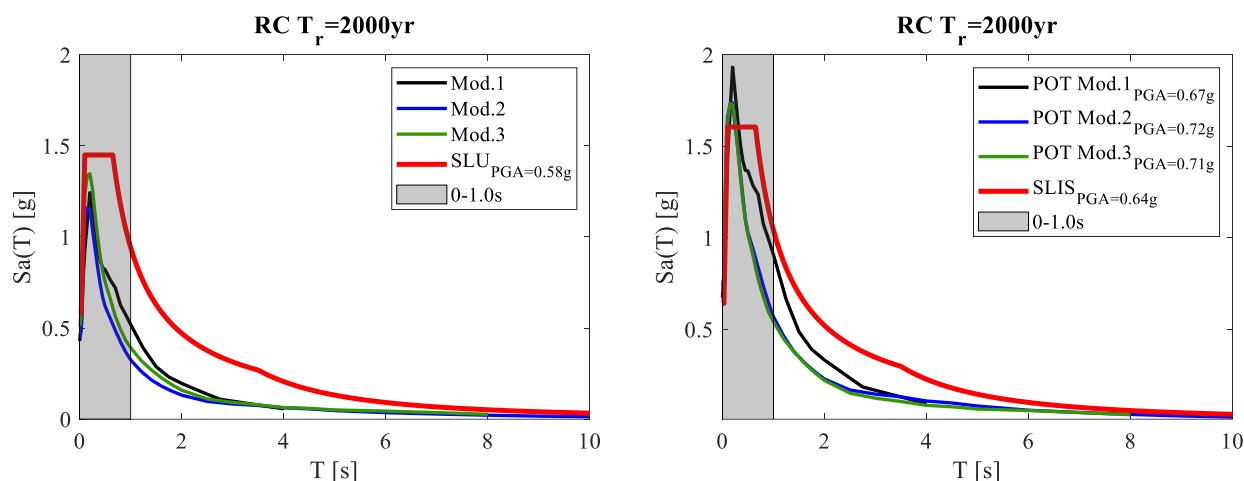


Figura 28: (Sinistra) Spettri a pericolosità uniforme della componente orizzontale calcolati per periodo di ritorno $T_r = 2000$ anni lato Calabria (lato Sicilia la situazione è analoga), confrontati con lo spettro di progetto per SLU del progetto definitivo. (Destra) Spettri del picco oltre la soglia calcolato nel sito di Reggio Calabria (RC) per $T_r = 2000$ anni e confrontati con lo spettro di progetto per SLIS. Figure tratte dal documento EUROLINK PBW0040.

- Per tenere in conto delle accelerazioni in area epicentrale, è stato calcolato (si veda EUROLINK PBW0040) lo spettro atteso nel caso di terremoti che superino periodi di ritorno di progetto, il cosiddetto *picco oltre la soglia* (e.g., <https://doi.org/10.1002/eqe.3248>; <https://doi.org/10.4401/ag-8516>). La Figura 28 (destra) mostra, che, per le frequenze sismiche che eccitano le vibrazioni del ponte, gli spettri di progetto sono cautelativi anche per “scenari di terremoti localizzati molto vicino all’Opera di Attraversamento” cioè nel caso l’opera si trovi in area epicentrale dei terremoti ritenuti possibili nell’area.

c) Terremoti attesi nell’area e accelerazioni di progetto.

Si insinua che il progetto sia negligente rispetto alla pericolosità sismica dell’area. Nella Tabella 1 si mostrano i periodi di ritorno effettivi, secondo lo stato dell’arte delle conoscenze attuali e secondo tre modelli (mod. 1-3, derivati da MPS04, MPS19, e ESHM20). Si vede che la PGA dello spettro di progetto allo SLU, che ha convenzionalmente periodo di ritorno 2000 anni, secondo le conoscenze più aggiornate ha periodo di ritorno effettivo che va da 2700 a 4200 anni, a seconda del modello di pericolosità considerato. Ciò conferma la cautela del progetto definitivo alla luce dello stato dell’arte dell’ingegneria sismica.

	MOD. 1 (derivato da MPS04)	MOD.2 (derivato da MPS19)	MOD. 3 (derivato da ESHM20)
SLU (0.58g)	4200 anni	3600 anni	2700 anni

Tabella 1: Periodi di ritorno (in anni) associati ai valori di progetto di PGA derivati dai modelli di pericolosità più accreditati per l'area, di cui due di INGV e uno alla base delle attuali norme tecniche delle costruzioni. Tabella estratta dal documento PBW0040.

Infine, riguardo al verificarsi di un prossimo sisma nell'area “(atteso tra il 2030 e il 2050 da alcuni studiosi)”, non essendo i terremoti prevedibili, questa affermazione è tanto superficiale per un lettore esperto quanto fuorviante, se non pericolosa, per uno inesperto. Negli elaborati tematici redatti a corredo del Progetto Definitivo il tema della ricorrenza dei forti terremoti nell'area dello Stretto è trattato in dettaglio. A una attento studio di tali documenti si rimanda prima di qualunque ulteriore affermazione sul tema.

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. In sintesi:

- Il Progetto Definitivo ha verificato funzionalità e comfort al passaggio dei treni e degli automezzi in modo diretto mediante analisi sofisticate appropriate per un ponte sospeso di grandissima luce. Gli argomenti sollevati, in maniera stupefacente, dai detrattori del progetto attengono al mancato rispetto di alcuni requisiti che garantiscono in maniera semplificata e indiretta funzionalità e comfort per opere di dimensioni inferiori di uno-due ordini di grandezza rispetto al Ponte sullo Stretto.
- Le sperimentazioni svolte (prove in galleria del vento) non hanno prefigurato alcuna instabilità di tipo aerodinamico tale da mettere in dubbio la fattibilità del progetto.
- Il sedime dell'Opera di Attraversamento e in generale del progetto non è interessato dalla presenza di faglie attive e/o capaci.
- Le azioni sismiche del progetto definitivo risultano, da una recentissima rivalutazione allo stato dell'arte internazionale per quanto attiene la pericolosità sismica con modelli accreditati, largamente cautelative per tutte le frequenze di vibrazione di reale interesse per il ponte.
- Il progetto del Ponte sullo Stretto non prefigura alcuna significativa difformità rispetto all'esperienza consolidata nella costruzione dei ponti. Al contrario, all'estero, nell'ultimo quindicennio ci si è avvalsi dei risultati di oltre quarant'anni di studi finanziati da Società Stretto di Messina (e dunque dallo Stato) per realizzare ponti sospesi di grandissima luce, incluso l'attuale ponte a luce unica più lungo al mondo (ponte 1915 di Çanakkale in Turchia).
- La configurazione a luce unica, prima ancora che risultare conveniente dal punto di vista economico, come confermato dalle recenti analisi costi-benefici, è l'unica soluzione sicuramente fattibile per collegare in maniera stabile la Sicilia e il Continente.

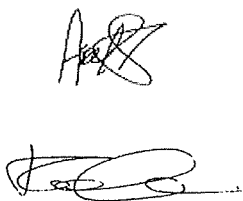
A conclusione è bene ribadire che della eccezionalità del progetto sono ben consapevoli – da decenni – tutti gli attori coinvolti nel progetto (Stretto di Messina, Comitato Scientifico, PMC, Contraente Generale, Progettisti, etc.) e lo dimostrano: la cautela delle specifiche progettuali, la più volte 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, nonché quelle ulteriori che sono previste il prosieguo. Si tratta 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, possa portare ad una visione condivisa con la comunità tecnica nazionale una volta che sia stata compiutamente trasmessa la necessaria conoscenza.

.....
Hanno partecipato alla redazione del documento:

Eurolink:

Jamal Assad
VP Bridges International
COWI A/S

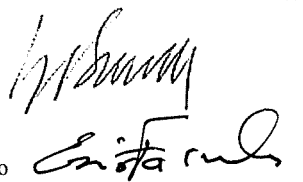
Fabio Brancaleoni
Direttore Tecnico
E.D.IN. Ingegneria S.r.l.



Expert Panel di Società Stretto di Messina:

Giorgio Diana
Professore Emerito
Politecnico di Milano

Ezio Faccioli
già Professore Ordinario
Politecnico di Milano



Iunio Iervolino
Professore Ordinario
Università degli Studi di Napoli
Federico II e IUSS – Scuola
Universitaria Superiore di Pavia



Marco Orlandini
VP Engineering
Webuild S.p.A.



Gabriele Scarascia
Mugnozza
Professore Ordinario
Sapienza Università di Roma



Gianluca Valensise
Dirigente di Ricerca
Istituto Nazionale di Geofisica e
Vulcanologia

