

地震被害を受けた長大橋への津波による 大型漂流物の衝突に関する解析的アプローチ

Numerical simulation of tsunami-induced large flotsam collision
with a long-span bridge damaged by mega earthquakes

馬越一也*, 葛漢彬**, 野中哲也***, 本橋英樹****, 原田隆典*****, 宇佐美勉*****
Kazuya Magoshi, Hanbin GE, Tetsuya Nonaka, Hideki Motohashi, Takanori Harada, Tsutomu Usami

- * 工修, 名城大学大学院理工学研究科 (〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口)
- ** 博 (工), 名城大学教授, 理工学部建設システム工学科 (〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口)
- *** 博 (工), 株式会社地震工学研究開発センター (〒880-0902 宮崎県宮崎市大淀3丁目)
- **** 博 (工), 株式会社地震工学研究開発センター (〒880-0902 宮崎県宮崎市大淀3丁目)
- ***** 工博, 宮崎大学教授, 工学部土木環境工学科 (〒889-2192 宮崎市学園木花台西1丁目)
- ***** D.Sc., 工博, 名城大学教授, 理工学部建設システム工学科 (〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口)

After the 2011 Great East Japan Earthquake, it is becoming important to consider the influence by tsunami flotsam colliding with an important structure. Also, the collision analysis method is being received much attention. However, practical applications of the collision analysis have not been investigated yet. Therefore the purpose of this study is to develop and evaluate a collision analysis method capable of simulating the phenomenon to which large flotsam collides with an important structure like the long-span bridge, particularly damaged in mega earthquakes. Moreover, the marginal size of tsunami flotsam which can avoid collapse to an object bridge is computed using this method.

Key Words: simulation of tsunami, drifting bodies, impact analysis, seismic response analysis
キーワード: 津波伝播解析, 漂流物, 衝突解析, 地震応答解析

1. はじめに

著者らは、東北地方太平洋沖地震において発生した津波の漂流物による被害を背景に、文献1) (以下、前論文と記述する) において数値解析を用いた大型漂流物と長大橋梁の衝突シミュレーションを実施し、その解析手法を提案してきた。東北地方太平洋沖地震では地震津波によって海岸施設の破壊や橋梁流出といった直接的被害のほかに、漂流した船舶やコンテナが構造物に衝突した二次的被害も甚大であった。前論文ではこのような二次的被害が、大型タンカー等が多く入港する日本の主要港湾において発生した場合の構造物被害の拡大化を想定して、大型船舶と長大橋梁の衝突を津波伝播解析と橋梁全体系の衝突解析による解析シミュレーションを実施している。さらに、漂流物を想定した限定的なケーススタディだけでなく、弾塑性FEMシェル要素を用いたプッシュオーバー解析によって求めた被衝突部位の耐

荷力が、最大衝突力となるような漂流物算定方法も含めた一連の解析手法を提案している。

2012年3月に道路橋示方書が改定となり、V耐震設計編²⁾では基本方針に津波に関する新たな条文が追加され、レベル2地震動のプレート境界型(タイプI)に関連する部分が大幅に修正されている。これは東北地方太平洋沖地震における被害から、東海地震、東南海地震、南海地震のプレート境界型大規模地震の耐震設計への影響が見直されたためである。地震動については標準加速度応答スペクトルの最大値が地盤種別毎に1.2~2.0倍と大きくなっており、地域別補正係数は太平洋沿岸地域で新たに C_{1Z} (=1.2)区分が制定された。これにより、III種地盤では橋梁の固有周期のすべての周期帯において改定前道路橋示方書³⁾の規定よりも差が大きくなることになる。そこで本論文では、前論文では検討していなかった地震による構造物被害も考慮して、津波によって漂流した大型船舶が、湾岸沿いの長大橋梁へ衝突する挙動

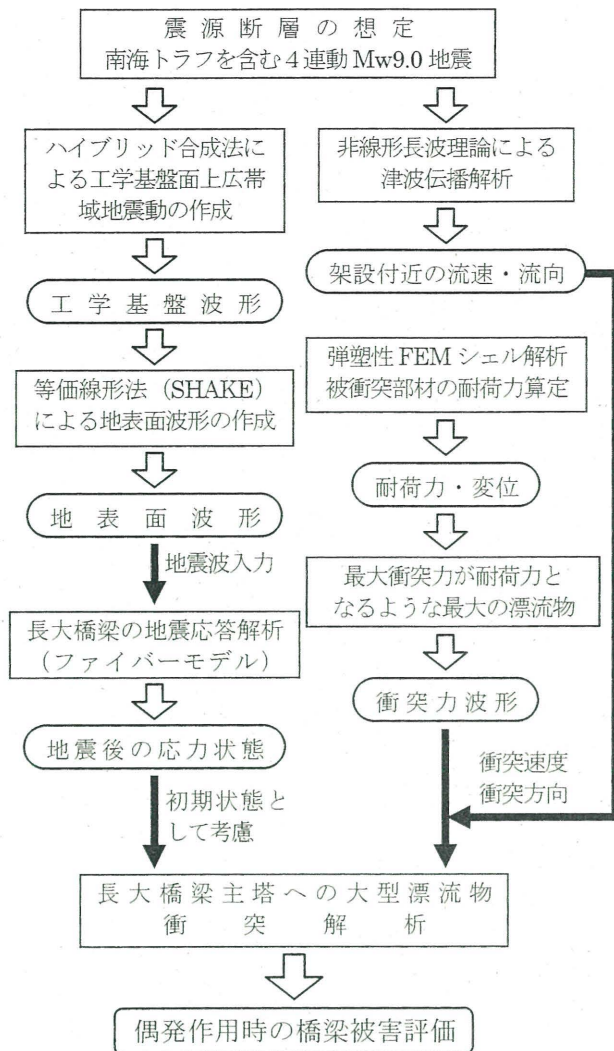


図-1 本論文の震源断層から長大橋梁までの全体系における複合現象を模擬する検討フロー

および構造物への被害を数値シミュレーションによって定量的に明らかにするものである。ここで、地震応答解析で用いる地震動は震源断層を考慮して、衝突する漂流物挙動を決める津波特性を算定するための津波伝播解析と同じ断層パラメータから作成するものとする。つまり、同一震源断層による地震動と津波の作用を全体系における複合現象としてとらえ、偶発作用における長大橋梁の被害を評価するものであり、その手法を提案する。

津波による漂流物と構造物の衝突に関する研究は、漂流物挙動を表現するモデル化も含めた数値解析および水理模型実験ならびに漂流物衝突力の算定方法など数多い⁴⁾ものの、本論文で想定しているような長大橋梁に対して地震による損傷と、津波による大型漂流物の衝突といった複合現象を対象とした研究は著者らが知る範囲では見当たらない。

なお、本論文において前論文と同様の箇所については要約して述べている。

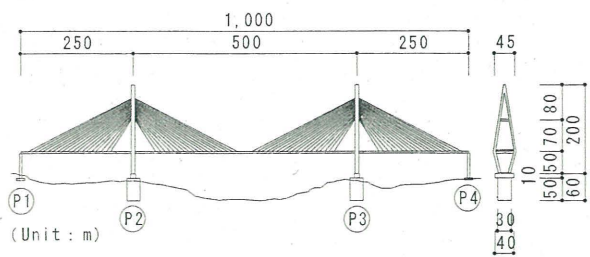


図-2 対象橋梁一般図

2. 検討手順

津波によって漂流した大型船舶が地震の被害を受けた長大橋梁に衝突する数値シミュレーションを行うために、震源断層から長大橋梁までの全体系における複合現象の評価を次のような手順で行った(図-1)。

- 対象橋梁は大阪湾東側湾岸沿いに架橋していると仮定して、図-2に示すような橋長1,000 m (250+500+250)の鋼斜張橋を想定した。水面から船舶船首の衝突範囲中心までの高さが11.3 m、主塔基部高さがT.P.+1.0 m、津波高さが後述する図-6(a)より約2.7 mであるため、漂流物である大型船舶は主塔基部から13 mの位置へ衝突するものとした。
- 南海トラフの巨大地震モデル検討会⁷⁾にて提示された津波波源モデルを参考に作成した4連動地震を波源モデルとした非線形長波理論による津波伝播解析を実施する。
- 津波伝播解析によって得られた鋼斜張橋の架橋位置における流速および流向を、津波によって漂流した大型船舶の衝突時速度および被衝突部材である主塔への衝突角度とする。
- 衝突における運動量を力積の正規分布形とした力の時刻歴波形(以下、力波形)として算定する。このとき、大型船舶は主塔の耐荷力相当の最大衝突力となる質量をもつものを想定する。
- 上記(b)で想定した波源モデルをもとに、短周期工学基盤波を統計的グリーン関数法、長周期工学基盤波を剛性マトリックス法で計算して重ね合わせる広帯域ハイブリッド法によって工学基盤波を求め、等価線形法(SHAKE)により地震応答解析に用いる地表面の地震動を作成する。
- ファイバー要素⁸⁾でモデル化した鋼斜張橋の橋梁全体系モデルへ(e)で求めた地震動を入力する複合非線形動的応答解析⁹⁾を実施する。
- (f)の地震による損傷状態を引き継いだ構造へ(d)で求めた力波形を入力する衝突解析(弾塑性有限変位解析)を実施する。

ここで、衝突解析における重要な要素は、衝突速度、衝突角度、衝突力、衝突時間である。衝突速度、衝突角度については(c)に示す通り、(b)の津波伝播解析の結果を用

表-1 想定地震の断層パラメータ
および地震規模

地震の種類	断層帯位置	断層長さ L (km)	断層幅 W (km)	断層面積 S (km ²)	モーメント マグニチュード Mw
南海トラフ地震	東海地震	115	82	9,400	8.2
	東南海地震	174	91	15,800	8.4
	南海地震	295	125	37,000	8.8
日向灘プレート間地震	北部	64	48	3,082	7.7
	南部	75	54	4,079	7.8
4連動地震	-	-	-	-	9.0

表-2 津波伝播解析条件

項目	内容
計算格子 間隔	領域A 2430m (510x300)
	領域B 810m (417x300)
	領域C 270m (408x327)
	領域D 90m (471x336)
	領域E 30m (363x237)
	領域F 10m (624x426)
基礎方程式	非線形長波理論
沖合境界 条件	領域Aで自由透過 各領域間は水位・流量を接続
海底摩擦	Manningの粗度係数=0.025
陸側境界条件	すべての領域で遡上境界
初期波形	Mansinha and Smylie
地形データ	ETOPO2 ^{*1} , MIRC-JTOPO30 ^{*2} , 海底地形デジタルデータM7000 ^{*3} , 国土地理院ダウンロードメッシュデータ ^{*4} ※各領域格子間隔に内挿して使用.
潮位条件	T.P.+0.9m
計算時間間隔	$\Delta t=0.1s$
計算継続時間	地震発生から6時間

*1:NOAA National Geophysical Data Center

*2:日本近海30秒グリッド水深データ

*3:財団法人日本水路協会 近海等値線データ

*4:国土地理院基盤地図情報10m, 5mメッシュ

いるが、衝突力、衝突時間については衝突する船舶規模の想定によって様々な結果をもたらすため、想定した条件に依存した極めて限定的な解になってしまう。そこで本研究では、(d)に示す通り、入力する衝突力は被衝突部材である主塔の耐荷力と同じ最大衝突力を与える力波形とした。なお、主塔の耐荷力は、被衝突部材を積層シェル要素でモデル化して、衝突方向に漸増载荷した静的弾塑性有限変位解析によって求めた。

また、衝突解析における、地震による構造物被害の影響は、(g)の初期状態において(f)で地震後十分に振動が収まった時刻の全部材の状態量（応力、変位等）を引き継ぐことで考慮している。

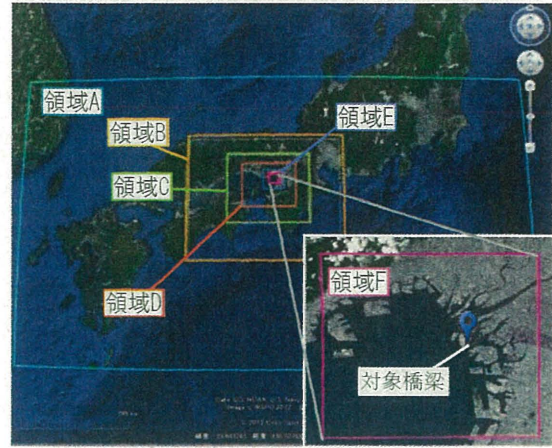


図-3 津波伝播解析の計算範囲（領域 A-F）

3. 漂流物の衝突速度および衝突方向

3.1 津波伝播解析

漂流物の衝突速度および衝突方向は架橋付近に着目した非線形長波理論による津波伝播解析によって算定した。

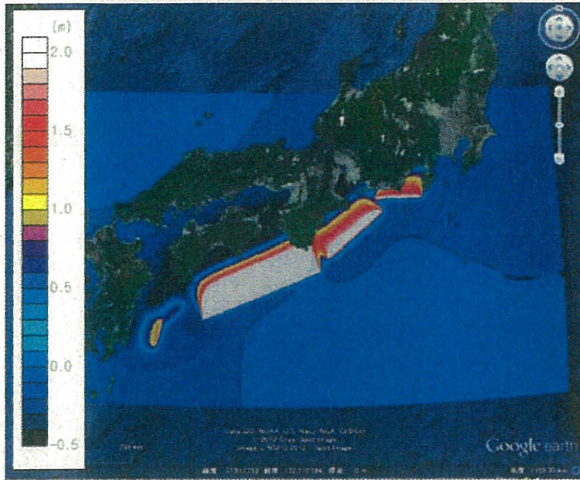
(1) 解析条件

南海トラフの巨大地震モデル検討会⁷⁾（以下、中央防災会議）が2011年12月27日に中間取りまとめとして発表した津波波源モデルを参考にして、東海地震、東南海地震、南海地震、日向灘プレート間地震の4連動地震（Mw=9.0、ここに、Mw：モーメントマグニチュード）を想定した波源モデルを用いて津波伝播解析を実施した。想定した4連動地震の断層パラメータおよび地震規模を表-1に示す。

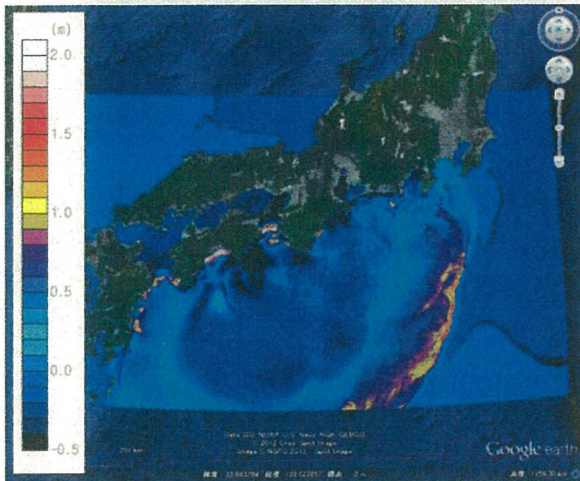
津波伝播解析の解析条件を表-2に示す。解析領域は図-3の領域A-Fのように、想定した架橋位置の大阪湾に着目して、最小計算格子幅は10mの6段階多層メッシュ構成とした。地形データは財団法人日本水路協会、国土地理院から提供される地形データ等のデジタルデータを各解析領域格子間隔に内挿して作成し、海底摩擦はManningの粗度係数として0.025を用いた。津波伝播解析は、想定した波源モデルからMansinha and Smylieの方法¹⁰⁾によって計算される海底地盤変動を海面の初期水位変動として、2次元浅水流モデルを差分法に基づく非線形長波理論で行った。計算時間間隔は0.1s、計算継続時間は地震発生から6時間とした。また、計算には対象橋梁付近の台風期朔望平均満潮位 T.P.+0.9m (O.P.+2.20m) を考慮している。

(2) 解析結果

波源モデルから計算された地震直後および地震発生30分後の水位変化コンター図を図4に示す。30分後には太平洋から大阪湾へ通じる紀伊水道から紀淡海峡にかけて津波が到達している。また、大阪湾内では、津波は地形との反射により複雑な波高分布を示した。



(a) 地震直後



(b) 地震発生 30 分後

図-4 水位変化コンター図

3.2 漂流物の衝突速度および衝突方向

最大流速時の大阪湾の水位変化コンター図と対象橋梁付近の流速ベクトル図を図-5に示す。図に示している着目した流速ベクトル位置の津波高さ、合成流速（東西成分流速と南北成分流速の合成成分の流速）、流向の時刻歴波形を図-6に示す。ここに、図-6(c)に示す流向は北方向から右回りに正をとった角度としている。対象橋梁への第一波は約 90 分後に到達し、最大津波高さは 114 分後に 2.702 m を記録（図-6(a)）した。合成流速で 109 分後に最大流速 1.14 m/s を記録（図-6(b)）し、その時の流向は 30.7° （図-6(c)）であった。得られた最大流速 1.14 m/s で漂流物は流向と同じ方向で衝突するものとする。また、対象橋梁の架設方向は 150° としているため、大型船舶の衝突角度は橋梁に対して 60.7° となる（図-7）。

なお、中央防災会議の報告については 2012 年 8 月 29 日の発表が現在最新であり、その報告では対象橋梁付近の大阪市此花区の最大津波高さは 4 m となっている。本解析結果の対象橋梁付近最大津波高さはそれよりも約 1.3 m 低くなっているように見えるが、この要因として、

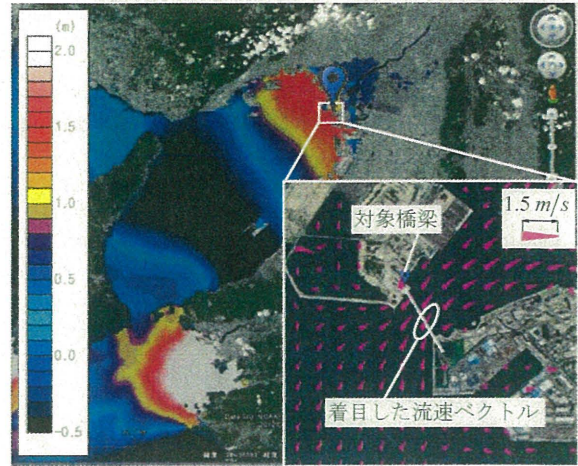
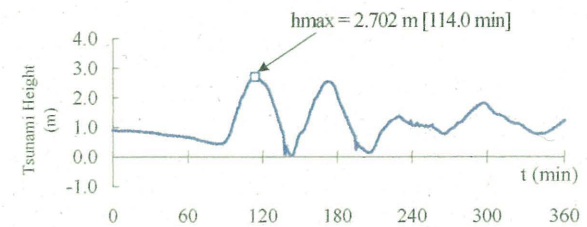
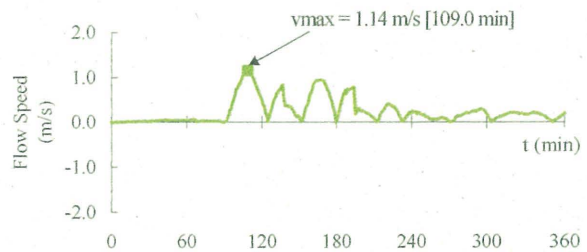


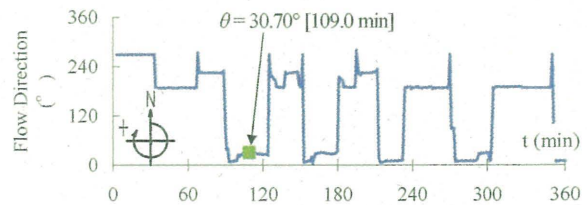
図-5 最大流速時の水位変化コンター図と対象橋梁付近の流速ベクトル図



(a) 津波高さ



(b) 合成流速



(c) 流向

図-6 対象橋梁付近の津波応答時刻歴波形

中央防災会議報告の最大津波高さが沿岸地点を抽出したもので、本解析の抽出地点と異なることが挙げられる。確認のために、本解析で中央防災会議報告と同様に此花区近辺の沿岸の最大津波高さを抽出したところ、中央防災会議報告に近い約 3.5 m が記録されている場所もあった。さらに中央防災会議報告で示されている 1 m 到達時刻も比較的一致（中央防災会議報告では 90-120 分、本解析では 104 分）していることがわかった。これらのことから、本解析で想定した津波被害は、中央防災会議の想定とほぼ同程度と考えられる。

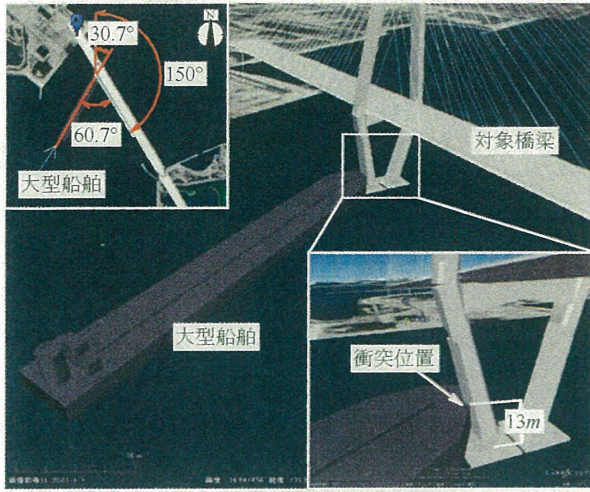


図-7 大型船舶の衝突位置と衝突角度

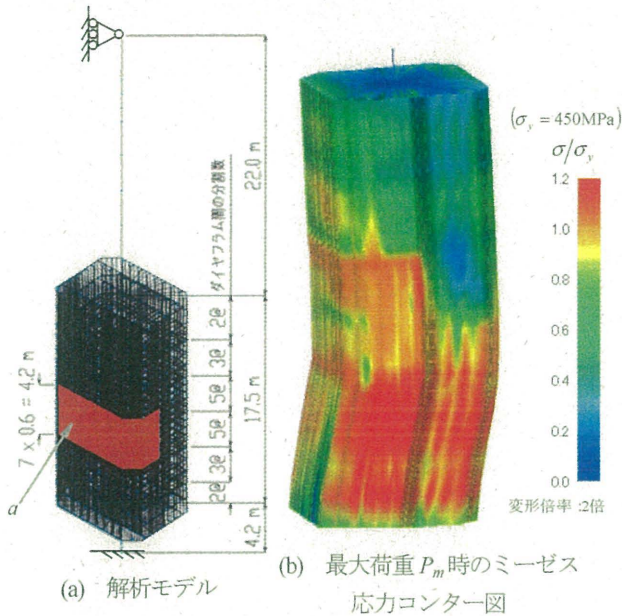


図-8 FEM シェルモデルおよび
最大荷重 P_m 時のミーゼス応力コンター図

4. 衝突解析に用いる力波形

4.1 衝突力のモデル化

大型船舶の衝突によって生じる荷重を力波形として構造物に入力する。力波形は、衝突によって大型船舶は完全に停止して、失った運動量は主塔に作用した力積に等しいと仮定し、衝突時間 dt の半分を最大とする正規分布形とした。衝突時間 dt の大型船舶の運動量の積分は 3σ (ここに、 σ : 標準偏差) を採ることで衝突現象全体の力積と 99.73% 一致する。大型船舶の質量 m と津波伝播解析によって得られた流速 v を用いて、時間 t の関数として力波形 $F(t)$ を整理すると次の式(1a)ようになる。

$$F(t) = \frac{mv}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma} \cdot e^{-\frac{(t-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad (1a)$$

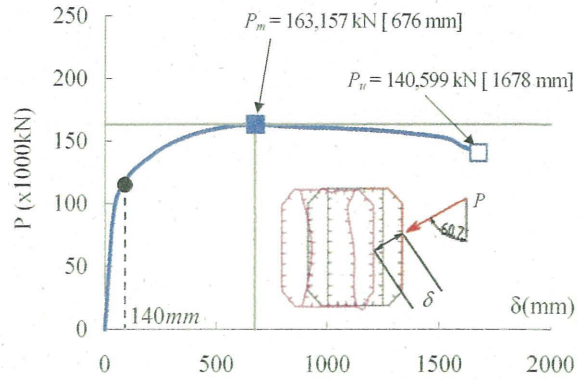


図-9 FEM シェル解析より得られた荷重—変位曲線

$$\mu = \frac{dt}{2} \quad (1b)$$

$$\sigma = \frac{\mu}{3} \quad (1c)$$

ここに、 μ : 平均値である。この力波形 $F(t)$ の最大値 F_{max} は $t = \mu$ より、

$$F_{max} = \frac{mv}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma} \quad (2)$$

となる。

求めた $F(t)$ に対して、衝突前に 1.0 s 間、波形全体が 10.0 s となるようにゼロを追加して力波形を作成する。

4.2 衝突部材が耐える最大漂流物の想定と最大力波形の算定

衝突する大型船舶の大きさは被衝突部位である主塔に対して最大の漂流物を想定し、その衝突力は構造物が耐える力(耐荷力)に等しいものとした。具体的には、主塔の耐荷力を算定し、力波形の最大衝突力とその耐荷力(以下、最大荷重 P_m と記述する)と等しくすることで、最大の漂流物(大型船舶)質量 M が考慮される。耐荷力は図-8(a)に示すように、衝突部位付近の主塔基部から下段水平材までの主塔下柱を局部座屈が評価できる弾塑性 FEM シェル要素でモデル化し、津波伝播解析で得られた衝突方向に対するプッシュオーバー解析によって算出した。モデル化および解析手法の詳細は前論文を参考されたい。この解析で得られた最大荷重 P_m 時のミーゼス応力コンター図を図-8(b)に示す。前論文によると図-9に示す通り、最大荷重 $P_m = 163,157$ kN、その時の変位 $\delta_m = 676$ mm が得られた。漂流物の大型船舶の衝突位置は主塔と同じだけ座屈変形すると仮定すると、衝突してから停止するまでの双方の変形量の合計は δ_m の 2 倍となり、その間、等加速度直線運動で停止したときの時間を衝突時間 dt' とすると次のような式であらわされる。

$$dt' = \frac{2\delta}{v} = \frac{4\delta_m}{v} \quad (3)$$

式(3)より、衝突時間 $dt' = 2.46$ s が求まる。

さらに、衝突部材が耐える最大漂流物質量 M は、式(2)の最大衝突力 $F_{max} = P_m$ とすることで次の式(4)で求めることができる。

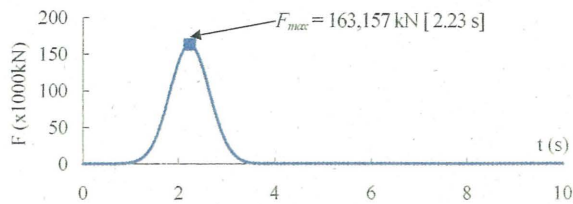


図-10 力波形 $F_m(t)$ ($M=152.4 \times 10^6$ kg, $dt=2.46$ s)

表-3 力波形諸量

被衝突部材耐荷力	P_m	kN	163,157
その時の変位	δ_m	m	0.676
停止するまでの距離	δ	m	1.353
衝突速度	v	m/s	1.1
重量	W	t	152,395
質量	M	kg	152,395,129
衝突時間	dt'	s	2.46
平均	μ	s	1.23
標準偏差	σ	-	0.410
分散	σ^2	-	0.168
最大衝突力	F_{max}	kN	163,157
力波形継続時間	T	s	10.00
F_{max} 時の時刻	t	s	2.23

$$M = \frac{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma}{v} \cdot F_{max} = \frac{2\sqrt{2\pi}}{3} \cdot \frac{\delta_m \cdot P_m}{v^2} \quad (4)$$

式(4)より, 最大漂流物質量 $M=152.4 \times 10^6$ kg が求まる。この漂流物は石油タンカーでは全長 270 m 程度の大規模 (Suezmax) 分類に相当する。

式(3)および式(4)で求めた最大漂流物質量 M および衝突時間 dt' を式(1a)に代入して求めた最大力波形 $F_m(t)$ を図-10 に示し, 力波形諸量を表-3 に示す。

5. 地震応答解析

地震による構造物被害の影響を衝突解析の初期状態として引き継ぐために, 3 章の津波伝播解析で想定した 4 連動地震から架橋付近のサイト波形を作成し, ファイバー要素を用いた橋梁全体系モデルへ入力する地震応答解析を実施した。

5.1 広帯域ハイブリッド法による強震動予測と地震波作成

強震動評価手法は理論的手法, 半経験的手法および経験的手法に分類されることが多い¹¹⁾。ここでは地震動予測精度を向上させるために, 短周期工学基盤波を半経験的手法の統計的グリーン関数法¹²⁾, 長周期工学基盤波を理論的手法の剛性マトリックス法によって求め, 広帯域ハイブリッド法による工学基盤面上広帯域地震動の合成を行っている。得られた工学的基盤波から等価線形法 (SHAKE) により地表面の地震動を算定した。地震波の作成フローを図-11 に示す。

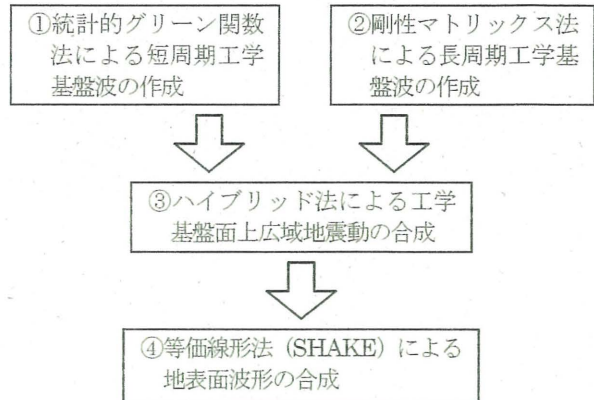


図-11 地震波作成フロー

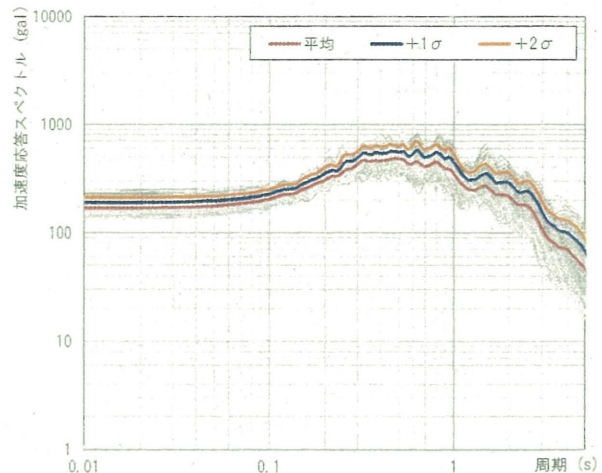


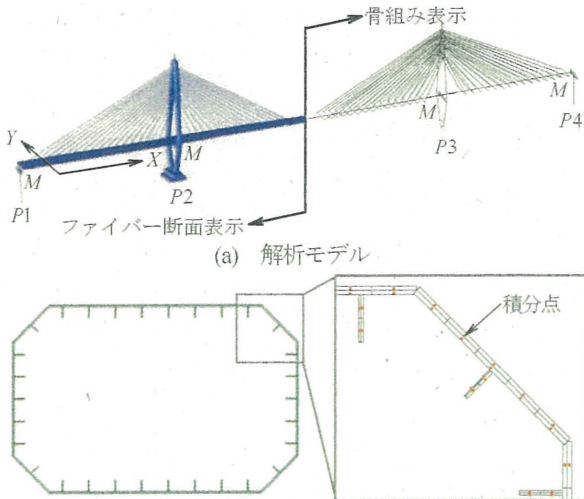
図-12 短周期工学基盤波の加速度応答スペクトル (統計的グリーン関数法, NS 成分)

(1) 短周期工学基盤波 (統計的グリーン関数法)

地震動の短周期成分は断層媒体の不均一性の影響を受けやすく, 経験的グリーン関数法で用いるべき当該サイトの適切な中小地震記録を入手することが困難である。そこで本検討では, 地震と地盤の不確実性を確率論的に予測精度向上を図った統計的グリーン関数法を用いて短周期工学基盤波を計算した。具体的には, 加速度応答スペクトルにおいて周期が約 1 秒以下の領域で既往研究成果に基づき, 断層パラメータの立ち上がり時間¹³⁾, 破壊伝播速度¹⁴⁾およびランダム位相角¹⁵⁾をそれぞれ 5 種類 (平均時間の 0.67 倍, 0.83 倍, 1.0 倍, 1.17 倍, 1.33 倍), 6 種類 (0.72 km/s, 0.756 km/s, 0.792 km/s, 0.828 km/s, 0.864 km/s, 0.9 km/s), 10 種類 (0~ 2π 間) に変化させた合計 300 個の地震波を作成した。作成した地震波の加速度応答スペクトルから平均スペクトルから $+2\sigma$ (ここに, σ : 標準偏差) シフトしたスペクトルに最も近い波形を選定した。作成した 300 個の短周期工学基盤波の NS 成分の加速度応答スペクトルと平均スペクトル, 平均 $+1\sigma$ スペクトルおよび平均 $+2\sigma$ スペクトルの重ね合わせを図-12 に示す。

(2) 長周期工学基盤波 (剛性マトリックス法)

長周期工学基盤波は, 運動学的断層モデルと水平成層地盤モデルに基づいた理論的な地震動合成法である剛



(b) 主塔柱一般部ファイバー断面図
図-13 対象橋梁全体系解析モデル図

性マトリックス法を用いて計算した。剛性マトリックス法は、震源特性、伝播経路特性およびサイト特性をモデル化し、波動方程式を離散波数法で解く手法であり、他の理論的手法よりも数値計算的取扱いが容易な優位性がある。本検討では加速度応答スペクトルにおいて周期が1秒以上の領域を対象とした。

(3) 全周期帯域の地震動合成 (広帯域ハイブリッド法)

広帯域ハイブリッド法は、短周期側は半経験的手法で求め、長周期側では理論的手法により計算して、両者を重ね合わせる方法^{(6),(7)}である。本検討では、求めた短周期工学基盤波と長周期工学基盤波の1~1.2秒の接続周期を中心とするマッチングフィルタを用いて時刻歴波形をフィルタ処理して合成した。合成した波形を等価線形法(SHAKE)により地震応答解析に用いる地表面の地震動を求めた。

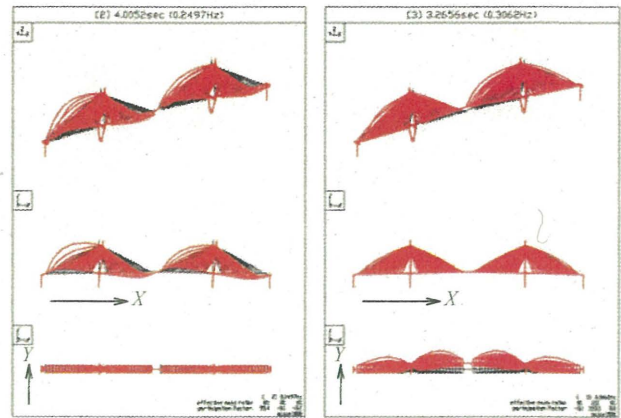
5.2 地震応答解析

(1) 橋梁全体系解析モデル

鋼斜張橋の解析モデルはファイバー要素を用いた橋梁全体系モデル⁽⁸⁾とし、地震時の挙動を精確に表現するために精緻なモデル化を行った。解析モデル図を、骨組み表示とファイバー断面表示を合わせて図-13に示す。主塔および主桁はリブも含め、実状断面をファイバー要素でモデル化し、2次勾配が $E/100$ のパリニア移動硬化則を設定した。ケーブルは細分化して中間節点に質量を設けることにより、幾何形状によってケーブルのたわみや張力抜けが評価できるような要素でモデル化⁽⁸⁾した。解析には各部材の死荷重およびケーブル張力を載荷した応力状態を初期状態として考慮する。解析モデルの詳細は文献1)と8)を参照されたい。以降、図-13(a)に示す方向に、橋軸方向をX、直角方向をYの記号を用いて記述するものとする。

(2) 固有値解析および減衰の設定

固有値解析結果として、橋軸方向および直角方向の主



(a) $T_x=4.01$ s (b) $T_y=3.27$ s
図-14 対象橋梁の卓越振動モード

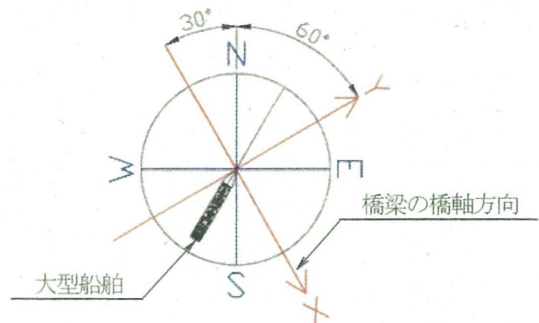


図-15 入力地震波の作用方向と橋梁の関係

要モード図を図-14に示す。橋軸および鉛直方向の卓越振動モードは固有周期 $T_x=4.01$ s、直角方向の卓越振動モードは固有周期 $T_y=3.27$ sであった。地震応答解析の減衰モデルには部材別剛性比例減衰を用いて、橋軸と鉛直方向の卓越モード(T_x)に対応するひずみエネルギー比例減衰を設定した。ここで、減衰モデルに選択した卓越モードの妥当性については地震応答解析の結果をもって議論する。

(3) 入力地震波および解析条件

5.1節で求めたNS成分、EW成分の想定地震加速度波形を図-15に示すように、架設方向であるX方向、Y方向に展開して入力地震波とした。入力地震動の加速度波形および加速度応答スペクトル(5%減衰)を各方向の卓越周期と合わせて図-16に示す。入力地震波の加速度波形は、X方向は最大391.5 gal、Y方向は最大335.3 galであり、主要動は20秒から150秒の間程度となっている。対象橋梁の固有周期 T_x 、 T_y のときの加速度応答スペクトルはそれぞれ190 gal、185 galとなっており、対象橋梁の固有周期は入力地震波の共振周期帯の下降域に位置している。入力地震波は、耐震解析で用いられている時間間隔と同じ0.01秒間隔のデジタルデータであり、主要動後の波形減衰域を含む継続時間300秒間(5分間)のデータとなっている。ここで、入力地震波の0.0sは地震発生時刻であり、架設位置と、そこから最も近い東南海地震の断層位置までの距離は約160 km、S波速度 $V_s=3.8$ km/sから地震波到達時刻は地震発生約20秒後となっている。

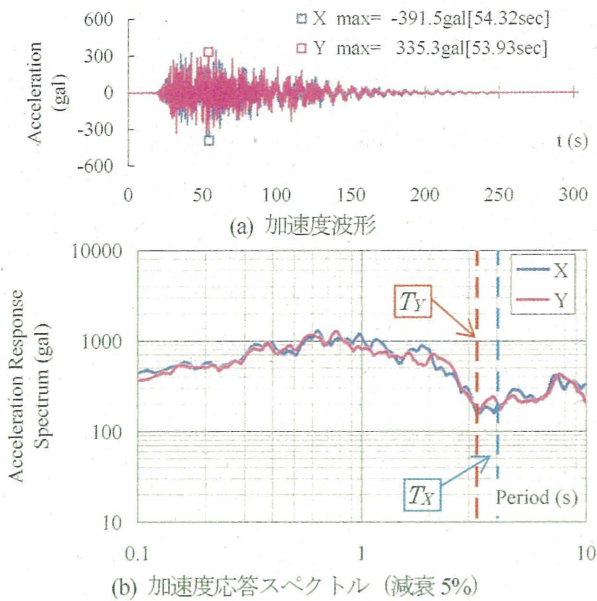


図-16 入力地震波

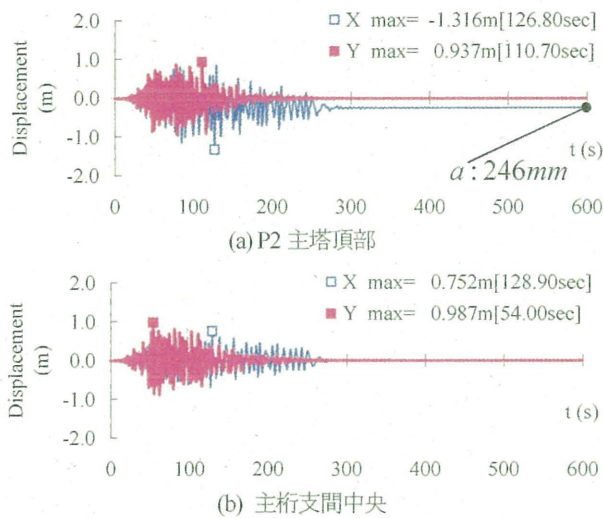


図-17 応答変位時刻歴波形

3.2 節の津波伝播解析の結果から漂流物の衝突時刻は109分後であるため、入力地震波の継続時間300秒間(5分間)の揺れの後、漂流物衝突時には構造は十分減衰していると考えられる。そこで地震応答解析の継続時間は、地震による揺れが収まる時刻を事前解析によって求め、地震発生後600秒間(10分間)に設定した。

なお、本解析で利用したソフトにはSeanFEM ver.1.22を用いて、複合非線形解析を実施した。ここに、幾何学的非線形性は有限変位・微小ひずみ・有限回転(Updated Lagrange法)までを考慮する。また、数値時間積分においては、計算時間ステップ毎に収束計算を行い、各ステップで収束していることを確認する。以後の解析においても同じソフトを用いた。

(4) 地震応答解析

X方向、Y方向の地震波を同時入力した地震応答解析を実施した。P2主塔頂部の応答変位時刻歴波形を図-17に示す。P2主塔頂部ではX方向に最大1.316m、Y方向

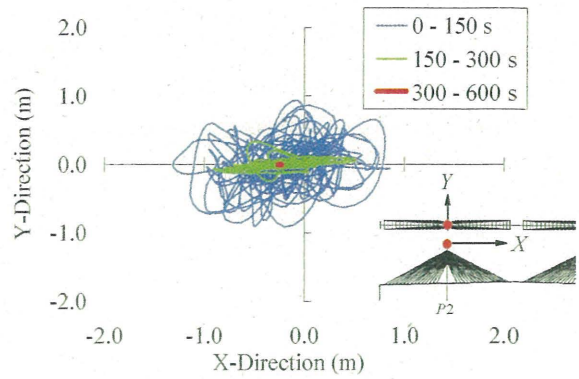
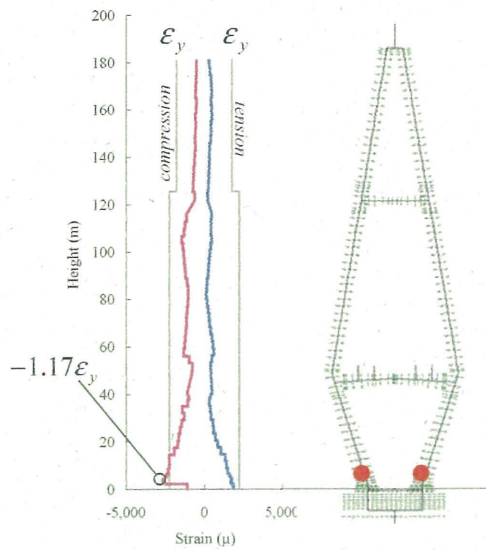


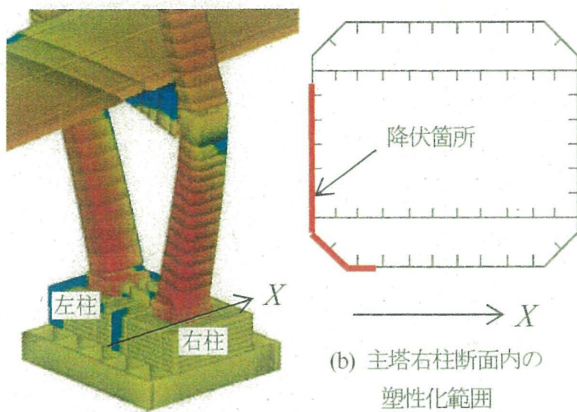
図-18 P2主塔頂部の2方向変位

に最大0.937mの応答変位が発生している。ここで、動的応答時の主要な変形状態は図-14(a)に示す T_X の固有モードに類似しており、150sまでの主塔頂部および主桁中央支間1/4点での鉛直方向、橋軸方向の応答変位時刻歴波形のフーリエ変換からも T_X の固有周期付近で卓越したフーリエスペクトルが現れていたことから、入力地震波に対する主要な振動は T_X であるといえる。このことから剛性比例減衰に選択した T_X のモードは動的応答時の振動を評価できていると言え、減衰モデル設定の妥当性を確認した。

図-17において主塔頂部のY方向変位時刻歴は入力地震動の主要動(図-16(a))と同じ約150s付近まで振動しているが、X方向は約250s付近まで振動が続いている。図-18はP2主塔頂部の応答変位をX方向(横軸)およびY方向(縦軸)の2方向で表したものである。入力地震動の主要動の範囲である0sから150s(青線)、それから地震動が終わるまでの150sから300s(緑線)、解析終了までの300sから600s(赤線)の応答変位を区分して示している。主要動の150sまではX方向、Y方向に大きく変形しており、その後300sまでは主にX方向に卓越して変形していることが確認できる。これは入力地震動のもつ振動特性と構造物との共振現象によるものであり、X方向への寄与率が高い特徴的な応答が見られた。図-19にP2主塔最大ひずみ分布と主塔基部の塑性化範囲を示す。P2主塔は基部で最大2,641 μ の圧縮ひずみ(=1.17 ϵ_p , SM570材)が発生しており、降伏応力の超過率は比較的小さいものの、主塔基部の塑性化によって主塔頂部には246mmの残留変位(図-17の点a)が生じる結果となった。また、図-19(b)に赤線で示しているように、X方向に圧縮力を受ける方向の板の塑性化範囲が広いことから、X方向とY方向の応答の差異は、主塔基部の塑性化に起因するものと考えられる。P2主塔基部で最大ひずみが発生した位置での応答ひずみ時刻歴波形および応力-ひずみ履歴を図-20に示す。同図は引張側(プラス側)を青線、圧縮側(マイナス側)を赤線で表しており、降伏ひずみの位置も合わせて示している。ここには紙面の都合上、P2主塔の応答を示したが、P3主塔においても同様の応答、損傷が見られた。



(a) 最大ひずみ分布



(b) 主塔右柱断面内の塑性化範囲

図-19 地震によるP2主塔の最大ひずみ分布と主塔断面内の塑性化範囲

6. 衝突解析

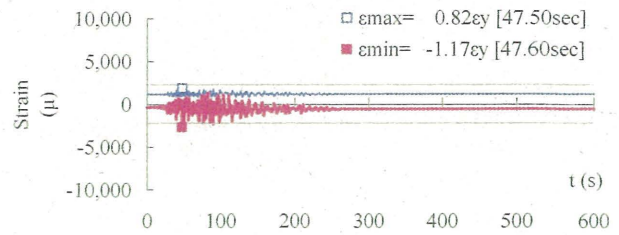
4.2節で求めた最大力波形 $F_m(t)$ (図-10) を, 5.2節の地震応答解析による損傷を引き継いだ橋梁全体系モデルへ入力する動的弾塑性有限変位解析を実施した.

6.1 地震による損傷を考慮した衝突解析の初期状態

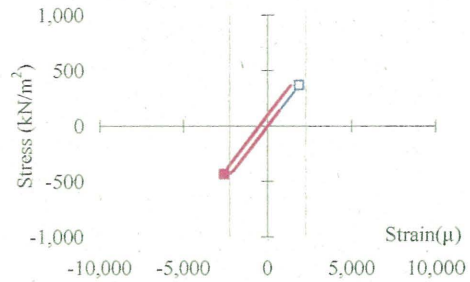
解析モデルの初期応力状態は, 5.2節の地震応答解析で地震による揺れが十分減衰した地震応答解析の最終時刻である 600 秒後を用いた. そのときの変形図を図-21 に示す. 主塔基部の塑性化により P2, P3 主塔が始終点側に倒れる残留変形となっている.

6.2 衝突解析結果

衝突部位の直ひずみが最大D時刻のひずみコンター変形図を主塔衝突部拡大図とともに図-22 に示す. また, 衝突部 (図-22 の点 a), 衝突側の P2 主塔頂部 (図-22 の点 b), 主桁中央 (図-22 の点 c) および P3 主塔頂部 (図-22 の点 d) の変位時刻歴波形を図-23 に示す. この図より, P2 主塔頂部は最大衝突力が入力された 2.23 s の直後



(a) 応答ひずみ時刻歴波形



(b) 応力-ひずみ履歴

図-20 P2 主塔基部の応答ひずみ

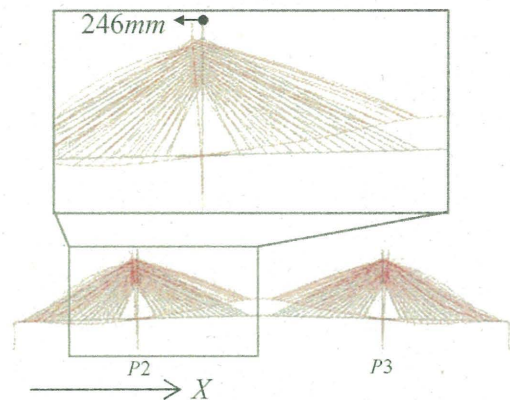


図-21 最終時刻の応答変位図 (600s, 変形倍率: 50倍)

の 2.53 s に Y 方向 (主塔面内方向) に最大変形 0.178 m が発生し, その後, P2 主塔頂部, 主桁中央, P3 主塔頂部へと波動伝播していることがわかる. また, 主塔頂部と主桁中央の Y 方向の時刻歴波形は固有周期 T_f (≈ 3.27 s) とほぼ同じ安定した自由振動をしており, 衝突後の振動特性を表現している.

図-24(a)に衝突位置で最大であった要素の応答ひずみ時刻歴波形, 図-24(b)に同位置での応力-ひずみ履歴図を示す. 同図(b)挿絵の矢印は主塔の衝突位置を示し, ●印は応力-ひずみの抽出位置を示す. 最大衝突力が入力された時刻直後に衝突位置では最大 $3,552\mu$ の圧縮ひずみ ($\approx 1.58\epsilon_y$, SM570 材) が発生している. 同様に, 主塔で最大応答ひずみが発生した基部の応答ひずみ時刻歴波形と応力-ひずみ履歴図を図-25 に示す. 衝突位置で最大応答ひずみが発生したほぼ同時刻で最大圧縮ひずみ $8,390\mu$ ($\approx 3.73\epsilon_y$, SM570 材) が発生し, 引張側も $6,104\mu$ ($\approx 2.71\epsilon_y$) のひずみが発生している. 衝突時刻の大きな塑性化の後に復元力はなく, 圧縮側では約 $5,384\mu$ ($\approx 2.39\epsilon_y$), 引張側で約 $3,333\mu$ ($\approx 1.48\epsilon_y$) の残留ひずみが生じる結果となった.

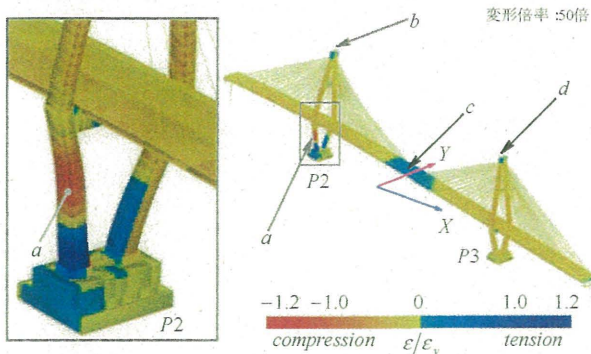
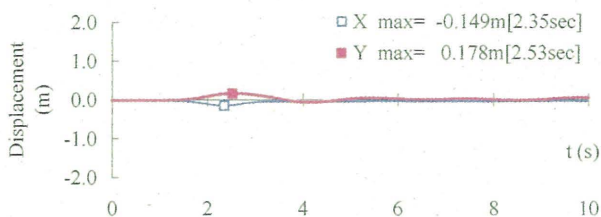
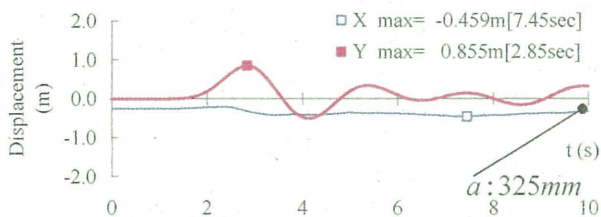


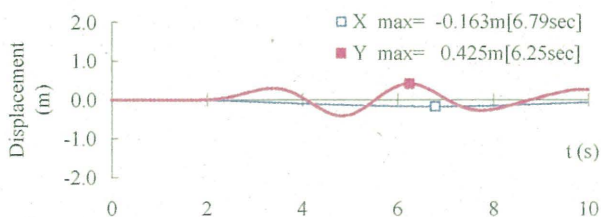
図-22 衝突部ひずみ最大時刻のひずみコンター図



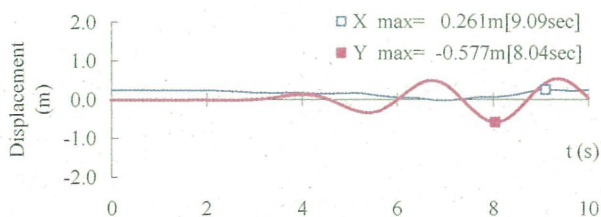
(a) 衝突部 (図-22 の点 a)



(b) P2 主塔頂部 (図-22 の点 b)



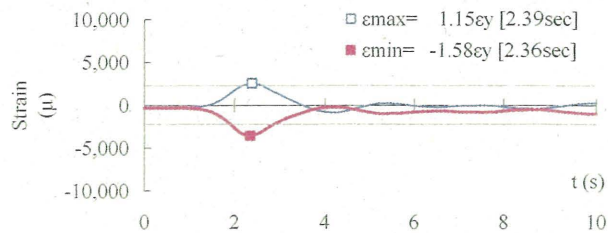
(c) 主桁支間中央 (図-22 の点 c)



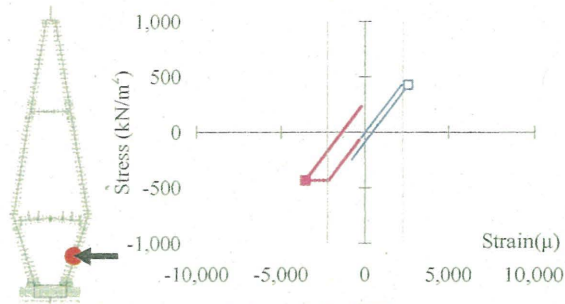
(d) P3 主塔頂部 (図-22 の点 d)

図-23 応答変位時刻歴波形

ここで、4.2節の弾塑性FEMシェルモデルによるブッシュオーバー解析結果を用いて、衝突位置の最大変位時刻の局所的な損傷状態を確認する。衝突解析における衝突位置の衝突方向最大変位は140mmで、図-9の荷重-変位曲線に合わせて示している。この図より、弾塑性FEMシェル解析では僅かに非線形域に入った段階のようであり、そのときのミーゼス応力コンター図を内部表

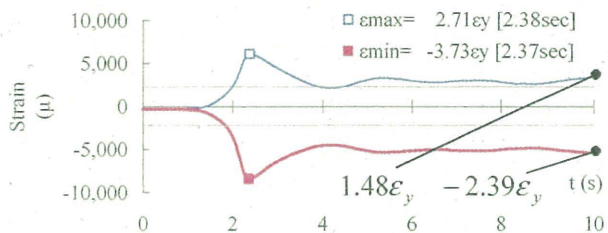


(a) 応答ひずみ時刻歴波形

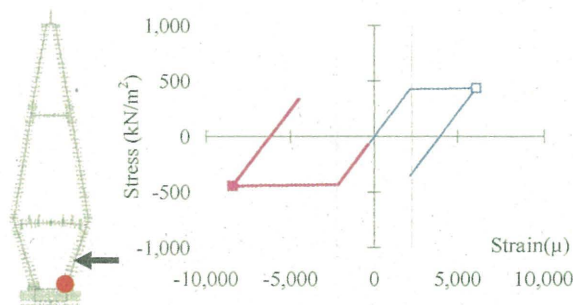


(b) 応力-ひずみ履歴

図-24 P2 主塔衝突位置の応答ひずみ



(a) 応答ひずみ時刻歴波形



(b) 応力-ひずみ履歴

図-25 P2 主塔基部の応答ひずみ

示も合わせて図-26に示す。矢印は衝突方向を示している。縦リブ間隔で局所的に降伏応力付近のミーゼス応力が発生しているものの、変形状態から局部座屈の影響は大きくないと判断できる。また、内部では縦リブの変形とダイヤフラムが変形に抵抗してたわんでいる様子が確認できる。

主塔基部および衝突位置での塑性化以外に損傷した部位はなかったことから落橋相当の被害には至らないと考えられるが、地震時の主塔基部の損傷の影響で、主塔頂部に325mmもの残留変位(図-23(b)の点a)が生じていることから、衝突後の供用性については懸念される問題と考えられる。

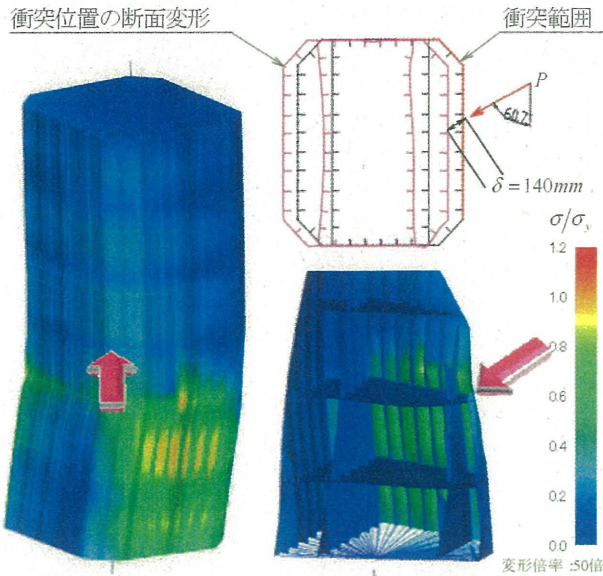


図-26 FEM シェルのミーゼス応力コンター図
(衝突位置の最大変位時刻の損傷状態)

7. 大型漂流物衝突時の地震による構造物被害の影響に関する一考察

対象橋梁に対して、津波による大型漂流物衝突前の地震被害が、衝突による損傷評価へ与える影響について、前論文の結果との比較を通して本検討に考察を加える。

衝突解析における P2 主塔頂部の X 方向応答変位時刻歴波形の比較を図-27 に示す。同図(a) (赤線) が地震の影響を考慮した本論文の結果であり、同図(b) (青線) が前論文の結果である。ここに、衝突時に主要な変形方向である Y 方向の応答変位時刻歴波形は前論文の結果とほぼ同じであった。縦軸は絶対変位を表しており、同図(a) の 0.0s に残留変位が持ち越されていることがわかる。最大衝突力が入力された 2.23s の後に、地震の影響を考慮しない場合は正負交番の振動が見られるが、一方、地震の影響を考慮した場合は残留変形をした方向 (マイナスの方向) にさらに変形が進み、振動は見られない。P2 主塔頂部の 2 方向変位図を図-28 に示す。○印は 0.0s のときの開始点であり、●印は最大衝突時刻を示している。

図-29 に P2 主塔の最大ひずみ分布の比較を示す。地震による損傷を考慮した場合、漂流物が衝突した P2 主塔の最大ひずみ分布が変化している。地震で塑性化して主塔基部に残留したひずみが、衝突力に助長されて大きくなり、変形が主塔基部で吸収 (ヒンジが形成) されることにより衝突位置の損傷は小さくなったと考えられる。

8. まとめ

津波による大型漂流物が、地震による損傷を受けた長大橋梁へ衝突したときの現象を、同一震源断層による地

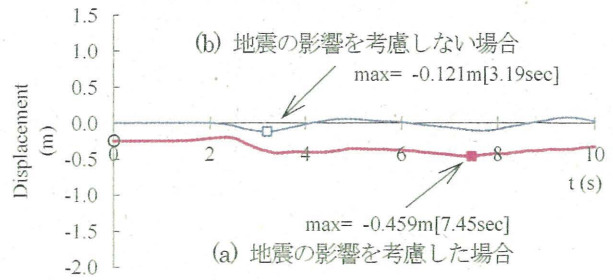


図-27 P2 主塔頂部の応答変位時刻歴波形 (X 方向)

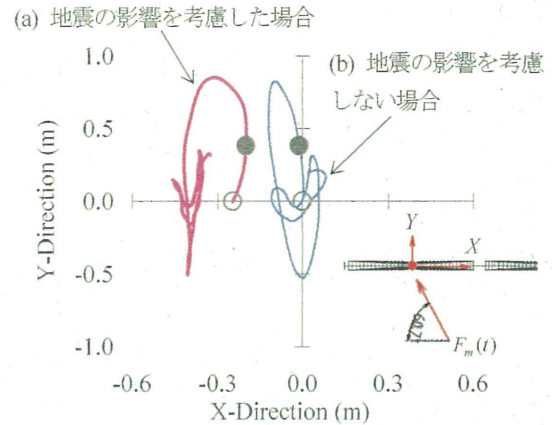
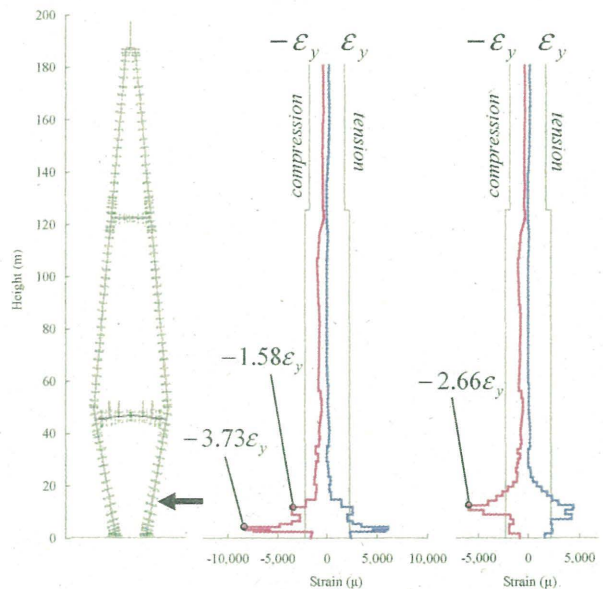


図-28 P2 主塔頂部の 2 方向変位



(a) 地震の影響を考慮した場合 (b) 地震の影響を考慮しない場合

図-29 衝突解析における P2 主塔の最大ひずみ分布

震動と津波の複合現象としてとらえ、震源断層から対象橋梁までの全体系における複合現象をシミュレーションする手法を提案し、橋梁に対して評価を行った。(図-1)

衝突解析に用いる力波形は、著者らが文献1)で提案した解析手法を用いて、Mw9.0 の 4 連動地震を想定した津波伝播解析から大型漂流物の流速と流向を算出し、衝突位置の部分 FEM シェル要素を用いたプッシュオーバー解析によって被衝突部材が耐えうる最大漂流物質量を

設定して作成した (図-10)。

津波伝播解析で想定した波源モデルと同一の震源断層から、統計的グリーン関数法と剛性マトリックス法を重ね合わせるハイブリッド合成法によって広帯域の工学基盤波を求め、等価線形法(SHAKE)により地震応答解析に用いる地表面の地震動を作成した。入力地震動の加速度応答スペクトルと対象橋梁の固有周期の重ね合わせから、対象橋梁は共振周期帯の下降域に位置している (図-16)。そのため、地震応答解析における対象橋梁の損傷は、主塔基部で最大 $1.17\varepsilon_y$ 程度と比較的小さい応答であったものの、主塔頂部には 246 mm の残留変位が生じる結果となった。

衝突解析では、主塔衝突位置で $1.58\varepsilon_y$ 、主塔基部に $3.73\varepsilon_y$ のひずみが発生した。ここで、解析モデルに用いたファイバーモデルは衝突位置における断面変形を伴う座屈を表現することはできないため、衝突部位の部分 FEM シェル解析によって局所的な損傷状態についても確認した (図-26)。

さらに、地震によって対象橋梁が受けた損傷が、大型漂流物との衝突現象へ与える影響について、文献 1) の結果と比較することで考察した。地震によって主塔基部が受けた比較的小さい損傷 (最大圧縮ひずみ $1.17\varepsilon_y$) で残留したひずみが、衝突力によって助長され、主塔基部では地震の影響を考慮していない文献 1) よりも大きい $3.73\varepsilon_y$ の圧縮ひずみが生じた (図-29)。それに起因して主塔頂部の残留変位が大きくなる結果となり、地震による損傷レベルが比較的小さいとしても、2 次的被害 (本検討では漂流物の衝突) によってその被害の拡大化が懸念される結果が得られた。

今後の研究課題

本論文で取り扱った数値シミュレーションは偶発作用におけるケーススタディのひとつであり、大型船舶の当該地域への入港頻度や確率の高い衝突部位の選定などのシナリオ設定については触れていない。また、衝突時の大型船舶と構造物の相互作用や衝突力の妥当性、残留変位が評価できる材料構成則といった解析の精度には向上の余地があると考えている。偶発作用を性能設計へ反映するための構造物に対する要求性能や衝突後の供用性に対する評価方法も含めた研究は今後の課題としたい。

謝辞

本研究は、平成 21-24 年度の科学技術振興機構 (JST) 戦略的国際科学技術協力推進事業に採択された日中交流研究プロジェクト「橋梁構造物の大地震被害予測技術の高度化と制震技術の開発」および平成 24 年度私立大学戦略的基盤研究形成支援事業「21 世紀型自然災害のリスク軽減に関するプロジェクト」で名城大学に設置され

た「自然災害リスク軽減研究センター」の助成を受けて実施されたものである。

参考文献

- 1) 馬越一也, 葛漢彬, 野中哲也, 原田隆典, 村上啓介: 津波襲来時における大型漂流物の長大橋衝突シミュレーション, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.68, No.2, I_222-I_227, 2012.
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善, 2012.3.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善, 2002.3.
- 4) 廉慶善, 宇佐美敦浩, 水谷法美: 構造物前面における津波漂流コンテナの挙動とその衝突力に関する実験的研究, 海洋開発論文集, Vol.24, pp.51-56, 2008.
- 5) 水谷法美, 宇佐美敦浩, 小池竜: 津波による小型船舶の漂流特性とその衝突力に関する実験的研究, 海洋開発論文集, Vol.23, pp.63-68, 2007.
- 6) 有川太郎, 大坪大輔, 中野史丈, 下迫健一郎, 石川信隆: 遡上津波によるコンテナ漂流力に関する大規模実験, 海岸工学論文集, 第 54 巻, pp.846-850, 2007.
- 7) 内閣府 (防災): 南海トラフの巨大地震モデル検討会, 第 7 回, 2011.12.27.
- 8) Nonaka, T. and Ali, A.: Dynamic Response of Half-Through Steel Arch Bridge Using Fiber Model, Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol.6, pp.482-488, 2001.
- 9) 土木学会: 鋼・合成構造標準示方書—耐震設計編, 丸善, 2008.
- 10) Mansinha, L. and Smylie, D. E.: The Displacement Fields of Inclined Faults, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.61, No.5, pp.1433-1440, 1971.
- 11) 理論地震動研究会: 地震動—その合成と波形処理, 鹿島出版会, 1994.
- 12) 入倉孝次郎, 釜江克宏: 1948 年福井地震の強震動 -ハイブリッド法による広周波数帯域強震動の再現-, 地震第 2 輯, 52, pp.129-150, 1999.
- 13) Savage, J. C.: Relation of Corner Frequency to Fault Dimensions, J. of Geophys. Res., 77, pp.3788-3795, 1972.
- 14) Geller, R.: Scaling Relations for Earthquake Source Parameters and Magnitudes, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.66, No.5, pp.1501-1523, 1976.
- 15) 原田隆典, 田中剛, 田村好文: 震源特性を考慮した地震動のシミュレーション手法, 土木学会論文集, No.507/I-30, pp.209-217, 1995.
- 16) 壇一男, 佐藤俊明: 断層の非一様滑り破壊を考慮した半経験的波形合成法による強震動予測, 日本建築学会構造系論文集, No.509, pp.49-60, 1998.
- 17) 川瀬博, 松島信一: 半経験的方法・理論的方法およびそれらのハイブリッド合成法による強震動評価—兵庫県南部地震の場合—, 日本建築学会学術講演梗概集, B-II, pp.71-172, 1998.
- 18) 西川孝一, 吉塚守, 坂手道明, 野中哲也, 岩村真樹: 長大吊橋の大地震時非線形挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.413-424, 2006.3.

(2012 年 9 月 28 日受付)