

地震時に橋桁の衝突を受ける橋台の応答特性

独立行政法人土木研究所  
独立行政法人土木研究所

正会員 ○小倉 裕介  
正会員 運上 茂樹

**1. 目的** 地震時の桁の変位が大きくなるゴム支承を採用した橋梁では、遊間量が不足する場合に桁と桁、または桁と橋台の衝突が予想される。このため、衝突部位の補強や緩衝材設置などの対策を施して桁の変位を拘束することで、橋梁全体の耐震性を向上することができる可能性がある。このような耐震構造を用いるためには、衝突力を受ける橋台の挙動を明らかにすることが不可欠であり、本研究では、橋台の胸壁に桁を衝突させた動的解析を行ない、橋台の衝突挙動について検討したものである。

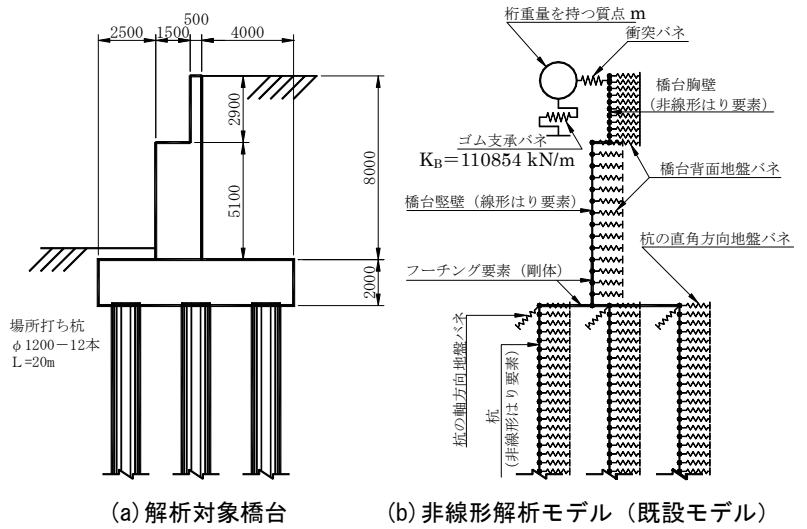
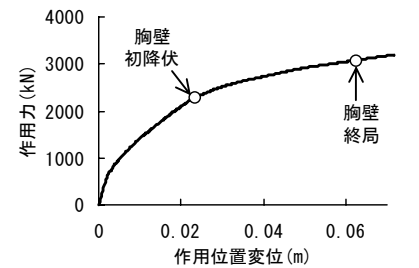
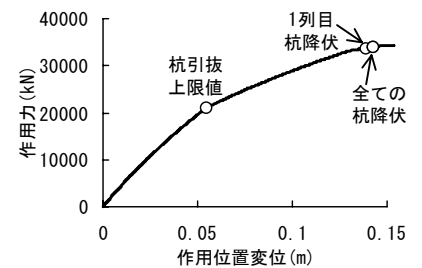


図-1 解析モデル

**2. 解析モデル** 図-1(a)に示す高さ10mの既設の逆T式橋台を対象とし、図-1(b)に示す橋台単独系の非線形解析モデルを作成した。橋台背面地盤はN値が5の砂質土(せん断抵抗角 $\phi=30^\circ$  単位体積重量 $\gamma=19\text{kN/m}^3$ )を想定し、橋台背面には道路橋示方書に規定されるケーソン基礎に準じた完全弾塑性型の離散型非線形バネを30~50cm間隔で26個配置した。桁の衝突位置は、床版の衝突を考慮して胸壁上端から20cm下方とした。胸壁部材については、既設断面ではここに塑性化が想定されるため非線形はり要素としてモデル化したものと、また、胸壁を補強することを想定して縦壁と同じ剛性を有する線形はり要素としてモデル化した2つの解析モデルを作成した。ここでは、それぞれ「既設モデル」および「補強モデル」と呼ぶ。



(a) 既設モデル



(b) 補強モデル

図-2 衝突位置の水平力-変位関係

図-2はプッシュオーバー解析により衝突位置における水平力-変位関係を求めたものである。既設モデルは胸壁下端に変形が集中し、補強モデルは基礎に塑性化が生じることがわかる。ただし、既設モデルの胸壁の断面計算には翼壁を考慮していないため、本解析では胸壁部材の耐力を小さめに評価していることに注意する必要がある。

この橋台に対して桁との衝突解析を行うために、図-1(b)に示すように桁長200mの5径間鋼桁の質量30772kNを、全ゴム支承の剛性で支持された1自由度振動系(固有周期1.1秒)としてモデル化し、図-3に示す衝突バネを介して橋台に衝突させた。バネ値については文献<sup>1)</sup>を参考に $k=3 \times 10^6 \text{kN/m}$ とした。道路橋示方書に規定される地震動の周期1.1秒における応答速度スペクトルは、全ての地盤種別を考えると1.6~3.1m/sであるが、本研究では衝突速度をこの範囲内

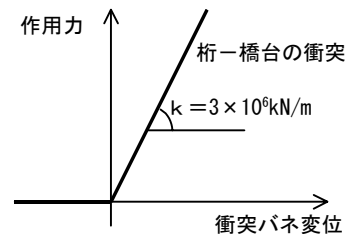


図-3 衝突バネ

で考え、衝突直前の上部構造質点の速度が2m/sとなるよう上部構造質点に初期条件を与えて自由振動させた。また、モデルの簡略のため遊間を無視し、ゴム支承の変位が0mの時に衝突するようにした。動的解析には

キーワード 衝突, 橋台, 耐震構造

連絡先 〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ TEL(029)879-6773

Newmark  $\beta$  法 ( $\beta=1/4$ ) を用い、積分時間間隔は 0.0005 秒、解析時間は衝突後 0.5 秒間まで行った。減衰は桁および橋台の 1 次振動の減衰定数が 2%となる Rayleigh 減衰を用い、地盤の減衰は地盤バネの履歴減衰のみを考慮した。

**3. 解析結果**

**(1) 応答変位** 橋台の衝突位置と胸壁下端における応答変位の時刻歴を図-4 に示す。これによれば、桁の衝突後に橋台が押し込まれ、桁と橋台が一体となって挙動する応答が得られた。既設モデルでは胸壁に変形が集中し、衝突位置の最大応答変位は 0.29m と胸壁の終局変位 0.06m を大きく上回り、0.15m の残留変位が発生した。補強モデルでは応答周期が既設モデルより短くなり、最大応答変位は 0.16m に減少した。図-2 による杭基礎の降伏変位に対する応答塑性率は 1.1 程度であり、残留変位は殆ど見られなかった。

また、簡便に最大応答変位を求めるために、減衰を無視したエネルギー保存則を考えると次式のようになる。

$$E_k = E_{sB} + E_{sA} \quad \dots(1)$$

$E_k$  : 衝突直前の桁の運動エネルギー ( $=1/2 \cdot m \cdot v^2$ )

$E_{sB}$  : 支承のひずみエネルギー ( $=1/2 \cdot K_B \cdot \delta^2$ )

$E_{sA}$  : 橋台・基礎のひずみエネルギー (変位  $\delta$  の関数)

ここで、 $E_{sA}$  は図-2 より求められ、(1)式より最大応答変位  $\delta$  を計算すると、既設モデルは 0.30m、補強モデルは 0.18m となり、動的解析結果とほぼ一致した。

**(2) 衝突力** 衝突後、上部構造から衝突バネを介して橋台に作用する衝突力は、水平方向の地盤反力、橋台の慣性力、減衰力の合力を反力として発生する。この衝突バネの衝突力と地盤バネ抵抗力を合計した地盤反力の時刻歴を図-5 に示す。本解析では、衝突直後に大きな衝突力が発生し、その後、地盤反力に漸近していく応答が得られた。衝突直後の大きな衝突力は、主に橋台の慣性力を反力として発生していた。また、補強モデルでは、図-4 (b) に示したように胸壁だけでなく堅壁も変位することから橋台の慣性力に寄与する質量が既設モデルより増加し、また、胸壁の背面地盤のみで抵抗する既設モデルより地盤反力が増加するため、衝突直後および接触時間内における衝突力が大きくなった。

次に、既設モデルの最大衝突力の発生時刻、および橋台の最大変位の発生時刻における橋台躯体のせん断力分布を図-6 に示す。最大変位時のせん断力分布は図-2 におけるプッシュオーバー解析のものとはほぼ一致していたが、衝突直後には衝突の影響により、衝突部付近のせん断力が卓越して最大変位時のせん断力を上回っていた。

**4. まとめ** 上部構造質点を橋台に衝突させた動的解析を行ない、以下の結果を得た。

- 1) 衝突後は桁と橋台が一体となって挙動し、既設の橋台では胸壁に損傷が集中した。また、橋台躯体を補強した場合、杭基礎は塑性化するが残留変位は小さかった。
- 2) 橋台の最大応答変位はエネルギー保存則からほぼ推定できた。
- 3) 衝突直後に大きな慣性力が橋台に発生し、その慣性力を反力として衝突バネに大きな衝突力が生じた。
- 4) 胸壁部材では、衝突の影響により、衝突直後の衝突部付近において最大変位時を上回るせん断力が発生した。

**参考文献** 1)川島一彦, 動的解析における衝突のモデル化に関する一考察, 土木学会論文報告集, 308号, 1981年4月

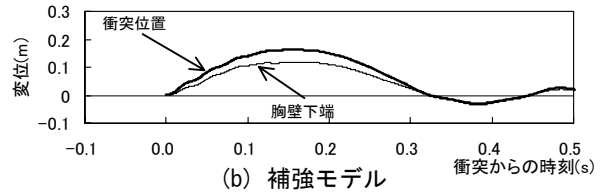
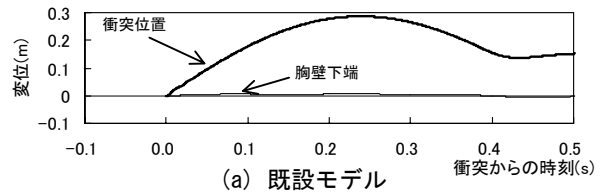


図-4 橋台の応答変位時刻歴

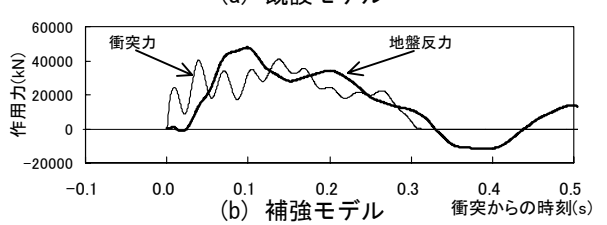
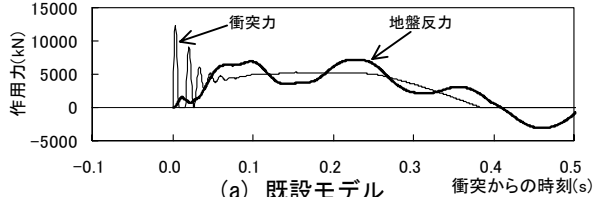


図-5 衝突力と水平方向地盤反力の時刻歴

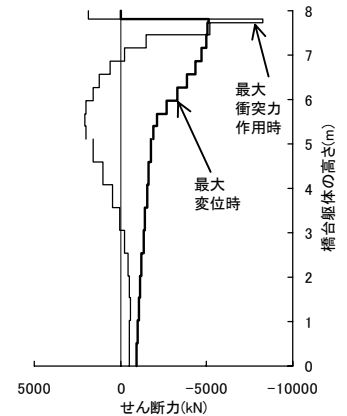


図-6 橋台のせん断力分布 (既設モデル)