

Numerische Berechnungen der Pfahlgründungen des neuen Hauptbahnhofes Stuttgart S21

Alexander Mühl, Michael Brunner, CDM Smith Consult GmbH

Kurt-M. Borchert, GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH

1 Einleitung

Bauwerke mit anspruchsvollen Massivbaukonstruktionen, wie z.B. Schalendächern, erfordern für die statische Berechnung und Bemessung einen hinreichend realitätsnahen Ansatz der Auflagerreaktionen im Baugrund. Insbesondere für komplexe Gründungssysteme wie kombinierte Pfahl-Platten-Gründungen, unregelmäßige Flachgründungen oder große Pfahlgruppen lassen sich mit numerischen Berechnungsmethoden und dem Ansatz hochwertiger Stoffgesetze zur Modellierung des Baugrundes auch unter Berücksichtigung von Bauzuständen zuverlässige Aussagen zu deren Spannungs-Verformungs-Verhalten treffen.

An einem Beispiel einer 3D-FE-Berechnung sollen Schwierigkeiten und Grenzen der Anwendung der FEM bei der Berechnung von komplexen großräumigen Pfahlgründungssystemen am Beispiel des neuen Stuttgarter Hauptbahnhofes aufgezeigt werden. Dabei wird auf das angewandte Berechnungsverfahren, die Kalibrierung von Modellpfählen anhand von Pfahlprobelastungen und die geotechnische Nachweisführung eingegangen. Fragen bei der Findung der geeigneten Schnittstelle und die Umsetzung der notwendigen iterativen Annäherung des komplexen bodenmechanischen, jedoch häufig strukturell vereinfachten, Berechnungsmodells des Geotechnikers zum Strukturmodell des Tragwerksplaners werden diskutiert.

2 Projektbeschreibung

2.1 Gesamtüberblick

Das Projekt Stuttgart 21 beinhaltet neben dem Umbau des Stuttgarter Hauptbahnhofes auch eine Neuordnung des Bahnknotens Stuttgart. Neben insgesamt 57 Kilometern neuer Bahnstrecke entstehen auch vier neue Bahnhöfe. Der Hauptbahnhof erstreckt sich mit einer Länge von 450 m und einer Breite von 80 m etwa rechtwinklig zu den bestehenden Gleisanlagen vom Kurt-Georg-Kiesinger-Platz entlang des bestehenden Bahnhofsgebäu-

des (sog. Bonatz-Bau) bis in den Schlossgarten. Konstruktiv gliedert sich die neue Bahnhofshalle in das Schalendach mit Kelchstützen, eine seitlich in Richtung Bonatz-Bau angrenzende Loungedecke und das darunter bis 12m in den Boden einbindende Trogbauwerk. Die Schalstruktur des Daches ist von den Ingenhofen Architects unter Beratung von Frei Otto mit Hilfe von Seifen und Hängemodell entwickelt worden. Sie ist so konzipiert, dass sie rein auf Druck belastet wird und hat eine stark variierende Dicke. Im unteren Bereich der Kelchstütze geht die Schale in eine massive Stütze über. Die Schalendachkonstruktion wird in weißem Sichtbeton der Festigkeitsklasse C50/60 ausgeführt.

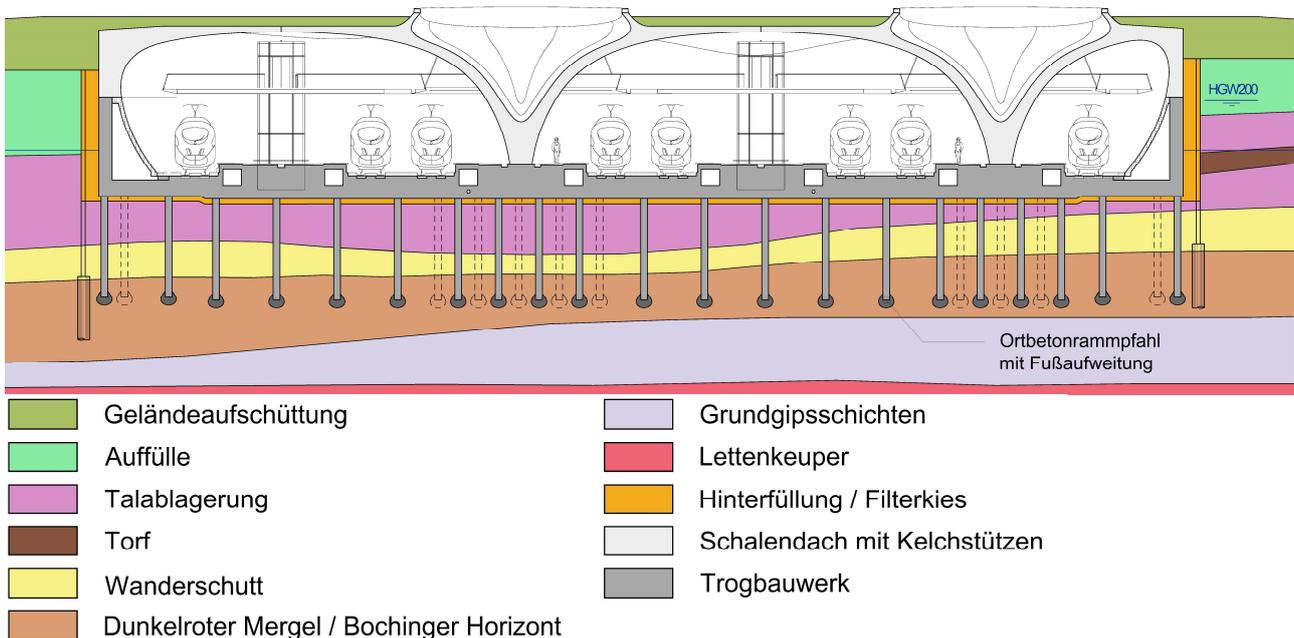


Abbildung 1 Schnitt - Bauwerk der Bahnhofshalle mit Gründung und Bodenschichten

Zur Minimierung von Setzungen und Verformungen des Bauwerkes werden Pfähle vorgesehen. Um die Pfahllasten oberhalb der Grundgipsschichten im Gipskeuper entsprechend den wasserrechtlichen Vorgaben abtragen zu können, kommen im Bereich der Bahnhofshalle Ortbetonrammpfähle ($\varnothing 51\text{cm}$ und $\varnothing 61\text{cm}$) mit Fußaufweitung zur Anwendung. Die Pfähle werden unter den hoch belasteten Kelchstützen konzentriert in Pfahlgruppen und unter den ebenfalls vergleichsweise hoch belasteten Außenwänden reihenweise angeordnet. In den zwischenliegenden Plattenbereichen werden die Pfähle vereinzelt mit Abständen um 5m angeordnet.

Die Herstellung der Bahnhofshalle sowie der angrenzenden, zum Teil in Deckelbauweise herzustellenden, Bauwerke des Nord- und Südkopfes wird zur Reduzierung des Eingriffs

in den Grundwasserhaushalt sowie aus logistischen Gründen in 20 Bauabschnitte unterteilt.

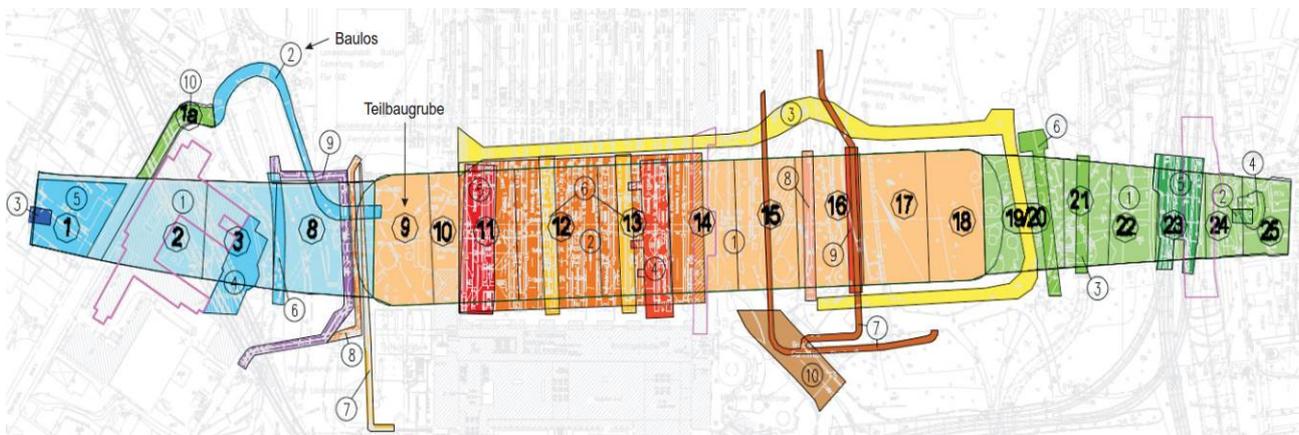


Abbildung 2 Übersicht der Bauabschnitte des neuen Hauptbahnhofes

2.2 Baugrundsichten

Im Bereich des Bauwerkes stehen Auffüllungen an. Die oberste der nachfolgenden natürlichen Schichten bilden weiche, untergeordnet steife, wenig tragfähige Talablagerungen mit überwiegendem Auelehmanteil. Teilweise sind ein bis zwei Meter mächtige Torfschichten erkundet worden, welche als weich, sehr stark zersetzt und wenig tragfähig charakterisiert werden. Darunter folgt Wanderschutt (WS). Dieser besteht aus bindigen und gemischtkörnigen Böden. Die Konsistenz der bindigen Anteile ist überwiegend halbfest. Der unter dem Wanderschutt befindliche Gipskeuper besteht aus wechselnd verwittertem bis zersetztem Schlufftonstein, dessen Qualität von minderer Gesteinsqualität bis zur steifen Konsistenz im verwitterten Zustand beschrieben werden kann. In den geotechnischen Modellen wird der Gipskeuper in die stratigraphischen Untereinheiten Dunkelroter Mergel (DRM), Bochinger Horizont (BH) und die Grundgipsschichten (GG) unterteilt, wobei die Schichten des Dunkelroten Mergels und Bochinger Horizontes (BH) zu einer geotechnischen Schicht (DRM/BH) gleicher Eigenschaften zusammengefasst werden können. Die Basis des Gipskeupers bilden die Grundgipsschichten (GG). Die Konsistenz deren bindiger Anteile wechselt hier zwischen halbfest und weich. Die unterste Schicht im Baugrundmodell bildet der Lettenkeuper (LK).

Im Gipskeuper wurden mehrere tiefreichende verfüllte Dolinen erkundet, in welchen Lehm mit Sandsteinbrocken, bzw. verstürzte Gipskeuper-Tonsteine mit quartären Flußgeröllen eingelagert sind.

Über Gründungssole der Bahnhofshalle liegt in den Schichtenhorizonten Talablagerung, Wanderschutt oder Dunkelroter Mergel. Daraus ergibt sich eine starke Variation der Auflagerbedingungen für das Bauwerk.

2.3 Konzept zum Nachweis der Gründung

Im Entwurf zur Tragwerksplanung wurde das Schalendach mit Kelchstützen in einem separaten Modell berechnet. Die Schnittkräfte an den Auflagern der Schalkonstruktion wurden als Eingangsgrößen in der Berechnung des Troges angesetzt. Dies erforderte, dass bei der Berechnung nicht nur die Reaktion von Boden und Pfählen auf die Reaktion des Troges, sondern zugleich die Reaktion beider auf die Reaktion der Schalenkonstruktion abgeglichen wird. Der Einfluss der Steifigkeit der Schalenkonstruktion auf den auf Boden und Pfählen elastisch lagernden Trog konnte dabei nicht hinreichend berücksichtigt werden. Durch Forderungen der Prüfsachverständigen wurde entschieden, das Bauwerk in einem Tragwerksmodell (T-Modell) zu bemessen, welches die Schalenkonstruktion und den Trog „in einem Guss“ abbildet. Der Baugrund und die Pfähle werden hier vereinfacht mit Federn modelliert. Die Bettungswerte für die Bodenplatte und Federsteifigkeitswerte für die Pfähle werden in einem Geotechnischen Modell (G-Modell) berechnet. Dieses bildet den Baugrund und die Gründung detailliert und das Bauwerk hinsichtlich seiner Steifigkeit vereinfachend ab. Die Auflagerreaktionen und Verformungen beider Modelle sind zu vergleichen. Dieser Vergleich ist für den jeweils gleichen Lastfall zu führen. Bei Abweichungen der Pfahlkräfte von $\leq 10\%$ sind im Allgemeinen nach Abstimmung mit dem geotechnischen Prüfer keine weiteren Anpassungen zwischen den beiden Modellen erforderlich. Ebenso ist nachzuweisen, dass die sich in den Modellen ergebenden Verformungen vergleichbar sind.

Untersuchungen zur Gründung des Bauwerks in Verbindung mit dem in Pfahlprobelastungen ermittelten axialen Last-Verformungs-Verhalten der Ortbetonrammpfähle zeigten, dass unter den Kelchstützen und Wänden mehr als 90% der Lasten direkt über die Pfähle in den Baugrund eingeleitet werden. In Bereichen zwischen den Kelchstützen und Wänden werden die Lasten vorwiegend über die Bodenplatte abgetragen.

Die Gründungspfähle werden unabhängig von ihrer tragenden Funktion (vollständige Lastabtragung bzw. Setzungsminderung) als Einzelpfähle gemäß DIN EN 1997-1 und DIN 1054 bemessen. Bei der Bemessung sind die Maximalwerte der sich im G-Modell und T-Modell ergebenden Einwirkungen anzusetzen. Beim Nachweis der Sicherheit gegen den

Tragfähigkeitsverlust des Bodens in der Pfahlumgebung ist die Veränderung des Tragverhaltens gegenüber dem unbeeinflussten Einzelpfahl infolge Gruppenwirkung zu berücksichtigen.

Zusätzlich wird unter Vernachlässigung der Gründungspfähle die Sicherheit gegen ein Versagen des Baugrundes unter der Einwirkung der Gründung als Flachgründung nachgewiesen.

Mit dem T-Modell erfolgt der Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Pfähle für die ermittelte maximale Belastung. Hierfür sind die charakteristischen Einwirkungen auf die Pfähle bzw. Bodenplatte für die ungünstigste Kombination von ständigen Einwirkungen und veränderlichen Einwirkungen (Wind, Verkehr, Erdbeben, usw.) sowie unter Ansatz des jeweilig maßgebenden Wasserstandes zu ermitteln.

Der Nachweis der Gründung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sowie die Ermittlung Bettungswerte für die Bodenplatte und Federsteifigkeitswerte für die Pfähle erfolgt mit dem G-Modell bei mittlerem Wasserstand unter Berücksichtigung charakteristischer ständiger Einwirkungen (Eigengewicht und ständig wirkende Lasten) und einem auf der sicheren Seite abgeschätzten setzungswirksamen Anteil der Verkehrslasten.

In ausgewählten Bereichen des Bauwerkes erfolgt baubegleitend eine messtechnische Überwachung des Tragverhaltens der Gründung. Diese dient der Verifikation des G-Modells und der Berechnungsansätze, der frühzeitigen Erkennung möglicher kritischer Zustände, der Überprüfung der in den Bauphasen und im Endzustand prognostizierten Setzungen, sowie der Qualitäts- und Beweissicherung.

3 Aufbau und Berechnung des G-Modells

3.1 Berechnungsprogramm und Berechnungsverfahren

Das G-Modell wird als dreidimensionales Finite-Elemente-Modell (3D-FE-Modell) unter Anwendung des Rechenprogramms PLAXIS erstellt. Für die Ermittlung von Spannungen und Verformungen werden hier dränierte Berechnungen auf der Basis von effektiven Spannungen und effektiven Steifigkeits- und Scherfestigkeitsparametern durchgeführt. Die mathematische Modellierung der sich in Aushubzuständen und gleichzeitiger Entwässerung einstellenden Grundwasserströmung basiert auf dem Gesetz von Darcy. Die Berechnung der totalen Spannungen erfolgt als gekoppelte Analyse, d.h. die Porenwasserdruck-

verteilung wird mit einer Strömungsberechnung ermittelt und als Anfangsbedingung in die nachfolgende Spannungsberechnung eingesetzt.

3.2 Stoffgesetze

Bauwerksteile werden mit einem linear-elastischen Stoffmodell beschrieben. Das linear-elastische Stoffmodell definiert keine Bruchbedingung. Das Materialverhalten der Böden wird über das Hardening-Soil-Modell mit Small-Strain-Erweiterung definiert. Das Hardening-Soil-Modell besitzt erweiterte Eigenschaften zur Beschreibung des nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Böden. Eine ausführliche Beschreibung des HS-Modells erfolgt durch Schanz in [L1]. Mit der Small-Strain-Erweiterung werden zusätzlich höhere Steifigkeiten bei kleinen Dehnungen berücksichtigt (Benz in [L2]). Die Parameter wurden auf Grundlage von Ergebnissen aus Feld- und Laborversuchen und anerkannten Korrelationen bestimmt. Das Büro WECHSELWIRKUNG - Numerische Geotechnik GmbH lieferte hier einen wesentlichen Beitrag zur Validierung der Parametersätze durch umfangreiche Studien und vergleichende Berechnungen. Besonderes Augenmerk wurde der Kalibrierung der Parameter durch Nachrechnung von Pfahlprobelastungen geschenkt. Im Rahmen der Erstellung der G-Modelle erfolgte zusätzlich eine Validierung der Eingabedaten bzw. Berechnungsparameter auf Sensitivität gegenüber kleinen Änderungen der wichtigsten Kenngrößen durch flankierende Studien.

3.3 Diskretisierung

Volumenkörper werden in PLAXIS 3D mit 10-knotigen tetraederförmigen Elementen abgebildet (Abbildung 5). Es können 6-knotige Dreieckselemente zur Abbildung von tragenden Strukturen (Platten, Wände, Scheiben sowie Geogitter) verwendet werden. Zur vereinfachten Abbildung von Balken, Pfählen und Ankern können 3-knotige Linien-Elemente verwendet werden. An all diesen Elementen können Randbedingungen wie Kräfte und Spannungen, Verschiebungen, Dehnungen und hydraulische Potentiale für die Modellbildung definiert werden. Das FE-Netz kann durch Interface-Elemente getrennt und hier explizit das Steifigkeits- und Scherfestigkeitsverhalten im Übergang der Netze gesteuert werden.

Bei der Anwendung des Programms ist die Größe des Modells aufgrund einer maximal generierbaren Anzahl von Elementen begrenzt. Um eine wirklichkeitsnahe Abbildung der Boden-Bauwerks-Interaktion im Besonderen bei den Pfahlgruppen zu erreichen, ist eine feine Vernetzung erforderlich. Deshalb werden jeweils Bereiche der 450 m langen Bahn-

hofshalle, orientiert an den Bauphasen und unter Berücksichtigung der das Ergebnis beeinflussenden Randbedingungen (wie z.B. Quer- und Nachbarbauwerke, veränderliche Pfahlraster und Pfahllängen, geböschte Baugruben, stufenweise GW-Absenkungen) herausgelöst. Dies ermöglicht eine feine Vernetzung und damit eine hohe Auflösung bei der Auswertung von Spannungen und Verformungen. Die einzelnen G-Modelle beziehen sich damit auf die Gründung einzelner Bauabschnitte. Um sicherzustellen, dass sich hier die Spannungen und Verformungen weitestgehend frei von Wechselwirkungen mit den Modellrändern einstellen, werden die jeweiligen Nachbarabschnitte mit abgebildet. Durch eine Gegenüberstellung überlappender Modellbereiche können die Ergebnisse der einzelnen Modelle auf Plausibilität geprüft werden.

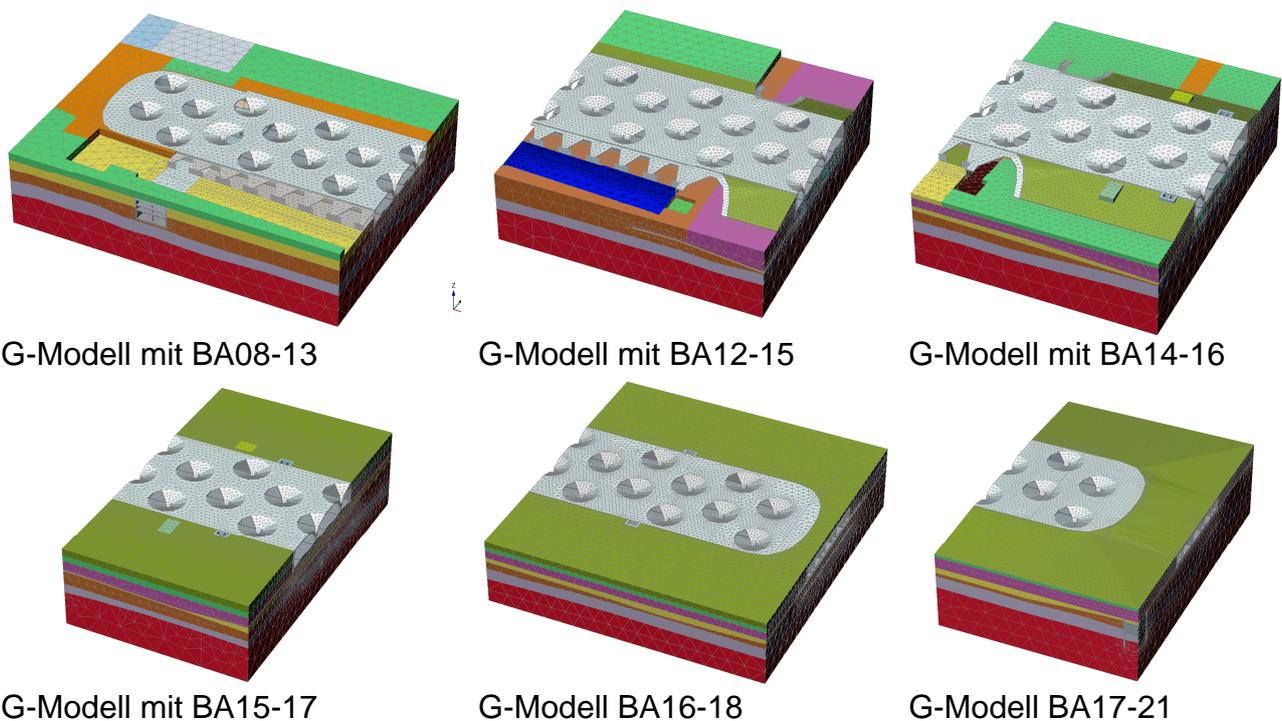


Abbildung 3 G-Modelle zur Berechnung der Bahnhofshalle

Der Baugrund und das Bauwerk werden über Volumenelemente diskretisiert. Das Baugrundmodell wurde aus Schichtlagerungskarten entwickelt.

Das Schalendach ist im G-Modell gewichtslos. Die Lasten aus dem Schalendach werden aus dem T-Modell als sog. Übergabelasten am Übergang zur Trogwand und in den Stützen innerhalb des Stützenfußes angesetzt. Das Schalendach mit den Kelchstützen wird im G-Modell deutlich vereinfacht. Um zu prüfen, dass das Verformungsverhalten des Bauwerkes damit immer noch hinreichend genau abgebildet werden kann, wurden Berech-

nungen an einem Teilmodell mit vereinfachter Form sowie einem größeren Netz und an einem Teilmodell, welches die geplante komplexe „Freiform“ des Schalendaches abbildet und entsprechend fein vernetzt ist, durchgeführt.

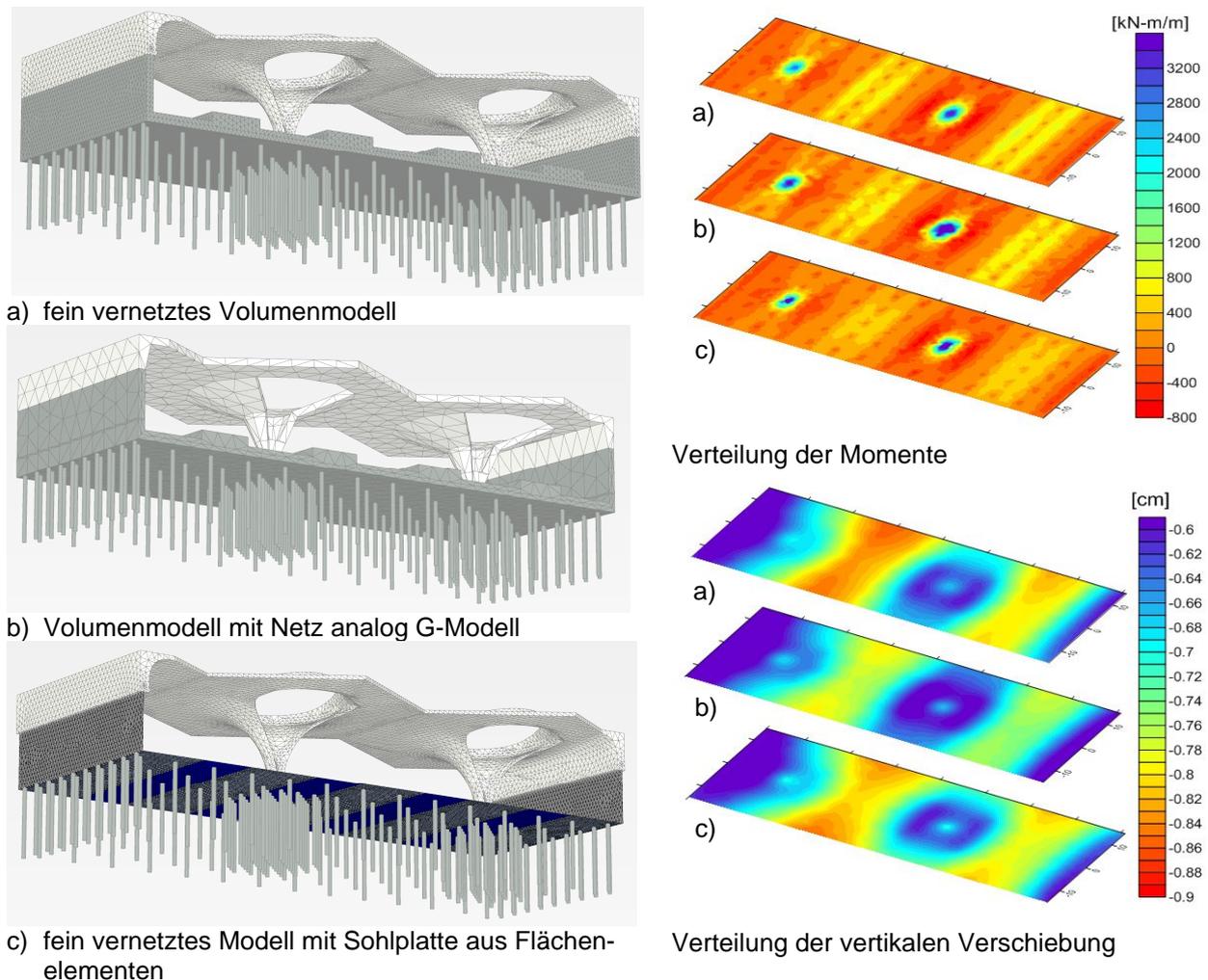


Abbildung 6 Teilmodell zur Überprüfung des Steifigkeitsverhaltens des im G-Modell abgebildeten Bauwerks

Es wurden verschiedene Lagerbedingungen (nur Pfahlgruppen unter den Stützen; nur Pfähle unter den Wänden; alle Pfähle) untersucht. Der Baugrund wurde deaktiviert und die Pfähle wurden am Modellrand unverschieblich fixiert. Das vereinfachte Teilmodell wurde in Form und Steifigkeit so angepasst, dass hinreichend übereinstimmende Verformungen und Schnittkräfte der Gründungsplatte erzielt werden. Zur weiteren Validierung wurde ein drittes Teilmodell, in welchem die Bodenplatte analog des T-Modells mit Flächenelementen abgebildet wurde, berechnet. Der Vergleich der Ergebnisse zeigt, dass sich bei der Abbildung der Bodenplatte mit Hilfe von Flächenelementen im Integral etwa gleiche Schnittkräfte und Verformungen wie bei einem Volumenmodell, sich jedoch unter der

Stütze konzentriert höhere Werte ergeben. Die Verteilung der Last aus dem massiven Stützenfuß über die 2,5m dicke Bodenplatte auf die im Achsabstand von 3D stehenden Pfählen kann mit einem Flächenmodell, welches die Pfähle auf das in Plattenmitte liegenden Flächenelement bezieht und die Stütze als Stab abbildet, nicht mehr realistisch erfasst werden. Dieser Effekt wird bei Verringerung des Feinheitsgrades des Netzes stärker. Bei der Bemessung von Flächen- oder Stabtragwerken ist es zulässig, das Stützmoment über die Breite der Unterstüzung durch Ausrunden abzumindern. Bei numerischen geotechnischen Modellen, welche eine Gründungsplatte geringer Schlankheit auf einer Pfahlgruppe vereinfacht mit Flächen- und Stabelementen abbilden, sind die Ergebnisse dahingehend zu hinterfragen, ob die Interaktion zwischen Gründungsplatte, Pfählen und Boden ausreichend genau erfasst wird.

Aufgrund der Anzahl der Pfähle im Modell werden diese als netzunabhängige Stabelemente, programmseitig Embedded Piles genannt, modelliert.

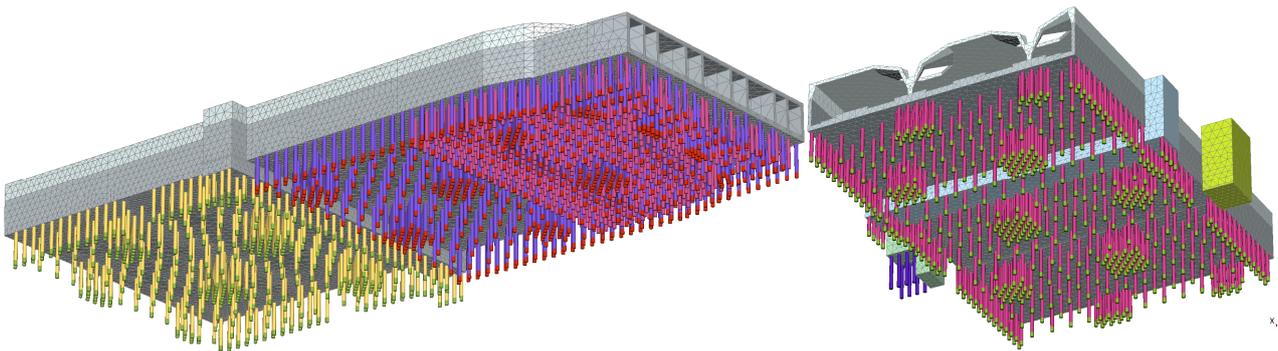


Abbildung 4 G-Modelle - Bauwerk mit Pfahlanordnung - Embedded Piles

Die Wechselwirkung zwischen Baugrund und Pfahlmantel bzw. -fuß wird hier mittels eingebetteter Oberflächenelemente beschrieben. Der Pfahl kann die Netzelemente an jeder beliebigen Stelle mit jeder beliebigen Richtung durchdringen. Zur Abbildung eines realistischen Tragverhaltens wird um den Stab eine dem Pfahlradius entsprechende elastische Zone mit Ausschluss einer Bodenplastifizierung gebildet. Dabei werden drei zusätzliche Knoten im Tetraederelement implementiert (Abbildung 6). Der Embedded Pile verhält sich somit annähernd wie ein Volumenpfahl. Die Pfahl-Pfahl-Interaktion wird jedoch bezogen auf die Stabachse modelliert. Generell nicht berücksichtigt werden Herstellungseffekte, wie z.B. die Verdichtung des Bodens in der Umgebung des Rammpfahls.

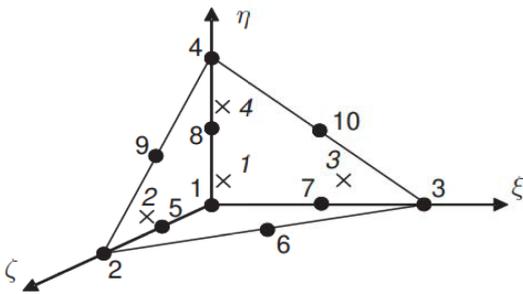


Abbildung 5 10-knotiges tetraederförmiges Element mit Knoten (●) und Integrationspunkten (x) [L3]

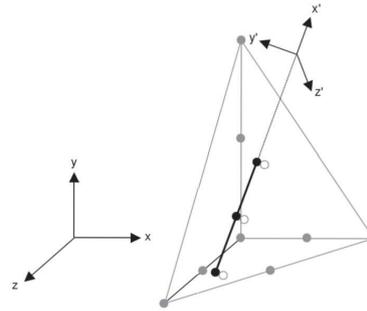


Abbildung 6 Embedded Pile Element in einem Volumenelement [L3]

Bei der Abbildung der Pfahl-Pfahl-Interaktion mit netzunabhängigen Stabelementen ist darauf zu achten, dass einzelne Netzelemente nicht von mehreren Stabelementen durchdrungen werden. Zwischen eng zueinanderstehenden Pfählen werden im G-Modell deshalb Begrenzungsflächen (Abbildung 7) angeordnet.

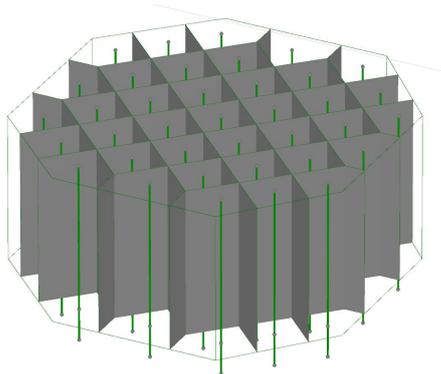


Abbildung 7 Begrenzungsflächen zur Diskretisierung des FE-Netzes im Bereich von Pfahlgruppen

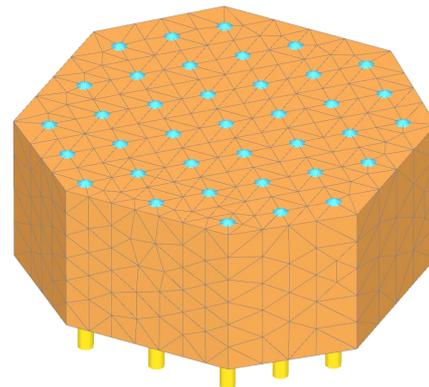


Abbildung 8 FE-Netz im Bereich von Pfahlgruppen

Für die Kalibrierung der Modellpfähle an den für die Baumaßnahme durchgeführten Pfahlprobebelastungen (siehe Ausführungen hierzu in Gabers et al. [L3]) wurden zwei verschiedene Teilmodelle untersucht. Jedes Teilmodell wurde einmal mit Volumenpfählen und einmal mit Embedded Piles gerechnet und die Ergebnisse verglichen. An dieser Stelle wird darauf hingewiesen, dass sich die hohe Steifigkeit des ausgerammten Pfahlfußes eines Ramppfahles im FE-Modell nicht ohne modelltechnische Hilfsmittel abbilden lässt. Mit der Kontinuumsmechanik kann die aus der Herstellung resultierende Verspannung des Pfahles beziehungsweise die Vorwegnahme der Pfahlsetzung durch das Ausrammen des Pfahlfußes nur bedingt abgebildet werden. Die Embedded Pile Option ist dahingehend

besser geeignet, da die Tragkraft als Eingangsgröße definiert werden kann und kein direktes Ergebnis der Berechnung sein muss. Im Hinblick auf die Abbildung der Pfahl-Pfahl-Interaktion und der Pfahl-Platten-Interaktion können mit Embedded Piles modellierte Pfahlgruppen jedoch gegenüber mit Volumenpfählen modellierten Pfahlgruppen Abweichungen aufweisen, welche jedoch z.B. durch Anpassung des Pfahldurchmessers negiert werden können. Dabei kann es notwendig werden, dass der Pfahldurchmesser abhängig von der Position des Pfahles in der Gruppe variiert werden muss. Nachfolgend werden Teilmodelle mit Volumenpfählen mit TM1/2 VP und Teilmodelle mit Embedded Piles mit TM1/2 EP bezeichnet. Folgende Teilmodelle wurden untersucht:

TM1 Nachbildung der Probelastung eines Rammpfahles innerhalb einer Pfahlgruppe

TM2 Symmetriausschnitt aus dem Modell der Bahnhofshalle mit Abbildung eines Viertelausschnittes von zwei Pfahlgruppen

Die Geometrie des ausgerammten Pfahlfußes der Volumenpfähle wurde tropfenförmig angenommen. Das Pfahlfußvolumen wurde auf Grundlage der Rammprotokolle mit 1m^3 angesetzt. Zur Simulation der Verspannung des Baugrundes um den Pfahlfuß wurde in separaten Berechnungsphasen für jeden Pfahl einzeln auf das Fußvolumen eine Dehnung von 25% vertikal und 5% horizontal aufgebracht. Der Pfahlfuß wurde während der Volumendehnung an der Oberseite am Übergang zum Pfahlschaft vertikal unverschieblich gehalten. Die Verschiebungen im Modell wurden anschließend zu Null gesetzt. Die eingepprägten Spannungen wurden als Ausgangsspannung (Abbildung 9) für die weiteren Berechnungsphasen mit Aufbringen der Probelast übernommen.

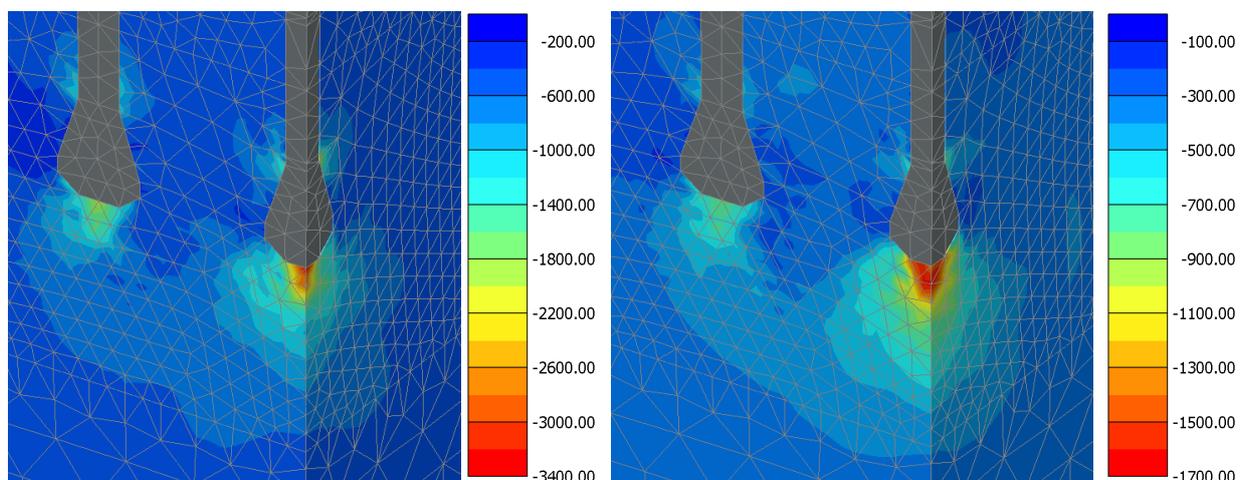


Abbildung 9 TM1 VP - durch Volumendehnung generierte Ausgangsspannungen [kN/m²], links σ_1 , rechts σ_3 , 3D-FE-Modell, isometrische Ansicht

Die hier praktizierte Modellierung zur Berücksichtigung der mit der Pfahlfußausrammung einhergehenden Veränderung der Bodenspannung stellt eine starke Vereinfachung / Annäherung dar. Die Modellierung herstellungsbedingter Einflüsse ist derzeit noch Stand der Wissenschaft und nicht zufriedenstellend gelöst. Insbesondere ist mit der hier angewandten Methode der Kontinuumsmechanik die wirklichkeitsnahe Nachbildung der Pfahlfußausrammung aufgrund der aufzubringenden großen Verformungen nicht zufriedenstellend. Um eine derartige Problemstellung mit den dafür geeigneten Methoden (z.B. der Arbitrary-Lagrangian-Eulerian-Methode oder Diskrete-Elemente-Methode) eindeutig und belastbar lösen zu können, ist die Kenntnis über die Form des ausgerammten Pfahlfußes sowie die Verteilung der Hauptspannungen im Boden vor und nach der Pfahlfußausrammung notwendig. Mit der hier gewählten Vorgehensweise konnte für die Pfahlfußsteifigkeit eine gute Annäherung der sich ergebenden Widerstand-Setzungs-Linie (WSL) an die gemessene WSL erreicht werden (siehe Abbildung 12). Die sich ergebende geringere Anfangssteifigkeit der Modellpfähle deutet jedoch darauf hin, dass die für den Boden anzusetzende Steifigkeit bei kleinen Dehnungen noch unterschätzt wird.

Bei der Abbildung der Pfähle mit Hilfe von Embedded Piles (TM1 EP, Abbildung 10) wurde auf Grundlage der Auswertung und Interpretation von Pressiometerversuchen, welche im Pfahlfußbereich durchgeführt wurden (siehe Ausführungen hierzu in Gabers et al. [L3]), eine Zone mit verbesserten Steifigkeitswerten (Verbesserungsfaktor von ca. 4) modelliert. In dieser Zone wird ein Embedded Pile mit einem Durchmesser von 2 m für den ausgerammten Pfahlfuß definiert. Darüber wird ein Embedded Pile für den Pfahlschaft angebunden, dem keine Fußkraft zugewiesen wird. Die Mantelreibung des Embedded Pile wird als Funktion der Scherfestigkeit des Bodens generiert ($q_s = c' + \tan f \cdot \sigma_{\perp}$) und ist somit von der Bodenspannung abhängig. Da der Embedded Pile in der Pfahlgruppe etwas weniger Mantelreibung aktiviert als ein Volumenpfahl, wurde der Pfahlschaftdurchmesser im Modell vergrößert. Die innere axiale Steifigkeit entspricht dem Probepfahl. Abbildung 12 stellt die WSL der Modellpfähle der charakteristischen bzw. gemessenen WSL gegenüber.

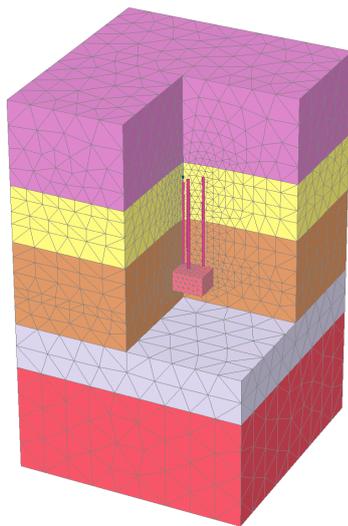


Abbildung 10 TM1 EP

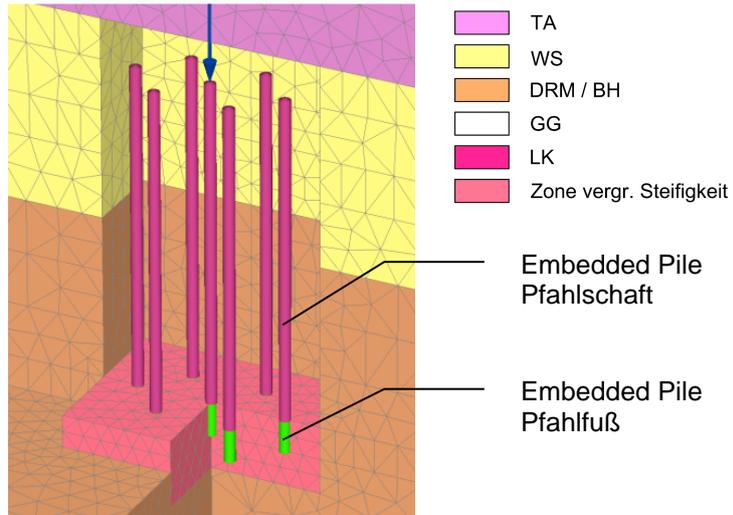


Abbildung 11 TM1 EP (Pfahlgruppe im Modell)

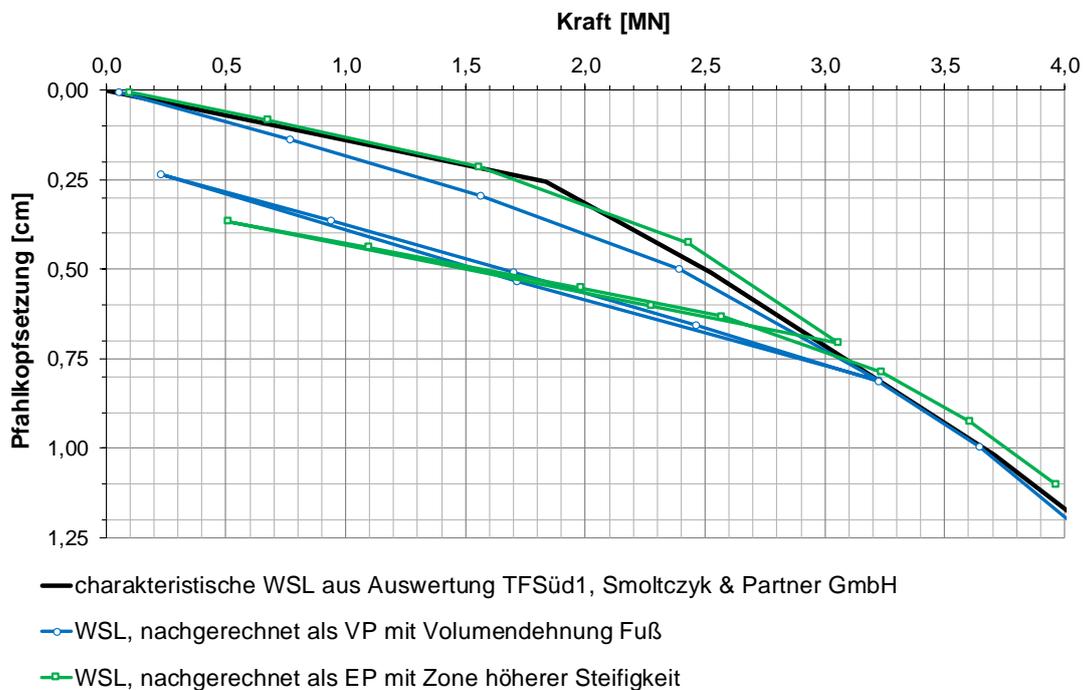


Abbildung 12 Genüüberstellung der WSL aus Probelastung mit der WSL aus den Nachrechnungen im TM1

Im Teilmodell 2 wurde das Tragverhalten von Volumenpfählen und Embedded Piles in Kombination mit einer Gründungsplatte untersucht. Dazu wurde ein Symmetrieausschnitt aus dem Modell der Bahnhofshalle abgebildet. Die Modellierung der Volumenpfähle und der Embedded Piles erfolgt analog des TM1. Im TM2 VP wurde ein sehr feines Netz generiert. Das TM2 EP wurde mit drei verschiedenen Netzfeinheiten gerechnet, um hier die Abhängigkeit der Ergebnisse von der Netzgröße zu prüfen. Die nachfolgende Auswertung

erfolgt für die Netzfeinheit des in Abbildung 13 (rechts) dargestellten Modells. Diese Netzfeinheit wird im G-Modell im Bereich der Pfahlgruppen realisiert. Eine weitere Verfeinerung des Netzes ergibt eine vernachlässigbar kleine Veränderung der berechneten Verschiebungen und Spannungen.

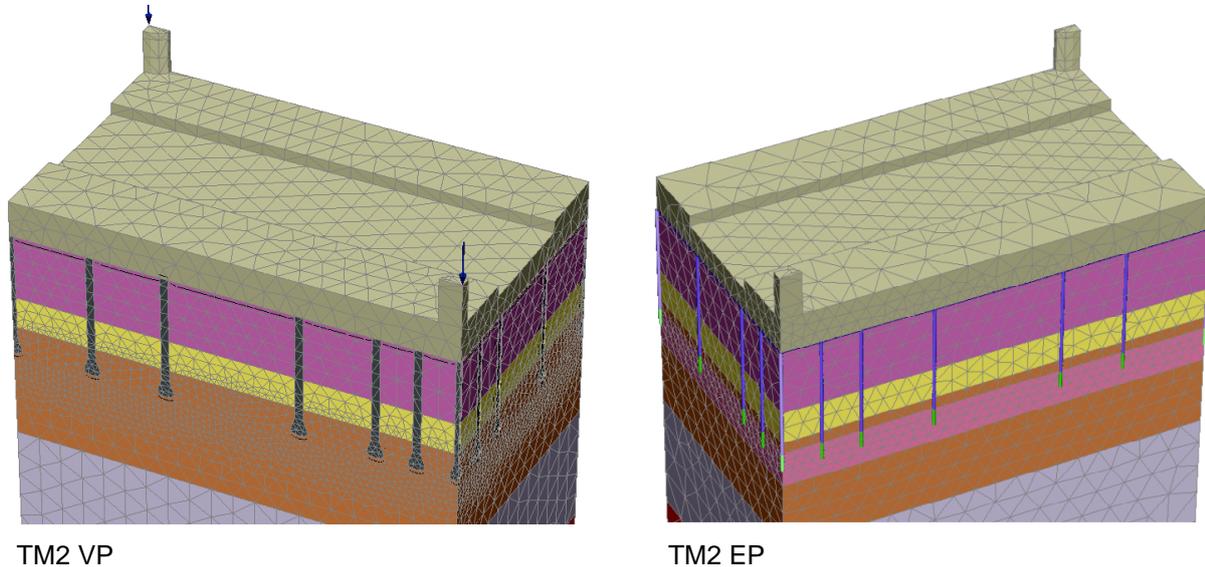


Abbildung 13 TM 2, links mit Volumenpfählen, rechts mit Embedded Piles

Die Stützenlasten wurden stufenweise aufgebracht. In den Diagrammen der Abbildung 14 sind die ermittelten WSL der Pfähle der Pfahlgruppen dargestellt. In Abbildung 15 zeigt die sich in den Modellen bei einer Stützenlast von 32MN ergebenden Pfahlfederwerte. Abbildung 16 zeigt die mittlere vertikale Spannung bei einer Stützenbelastung von 32MN, welche im Modell aus den Spannungsiterationen eines 50cm dicken Schichtpaketes unterhalb der Bodenplatte ausgelesen wurde. In Abbildung 17 sind die zugehörigen vertikalen Bodenverschiebungen dargestellt. Im TM2 konnte eine hinreichende Übereinstimmung des Tragverhaltens der Pfähle erzielt werden. Die Abweichungen in der Steifigkeit der Gruppenpfähle resultieren vorwiegend aus der Steifigkeit der Pfahlfüße. Im TM2 VP wurde die Volumendehnung der Pfahlfüße für jeden Pfahl in einer gesonderten Berechnungsphase aufgebracht. Die vertikalen Fixierungen der Oberkanten der Pfahlfüße wurden jedoch erst danach gelöst. In der Realität wird sich nach Ausrammen der Pfahlfüße der umgebende Baugrund stärker entspannen. Es kann davon ausgegangen werden, dass die mit der Pfahlfußaufweitung verbundene Spannungserhöhung weniger weit- bzw. tiefreichend ist und somit die Steifigkeit der Pfahlgruppe im TM2 VP überschätzt wird. Die Streuung der Pfahlsteifigkeit vom äußeren zum inneren Pfahl ist im TM2 VP aus diesem Grund auch geringer als im TM2 EP (Abbildung 14 und Abbildung 15). Diese Schlussfol-

gerung kann jedoch nur auf Basis des Ergebnisses dieser Vergleichsrechnung getroffen und nicht durch Ergebnisse einer Pfahlgruppenprüfung belegt werden.

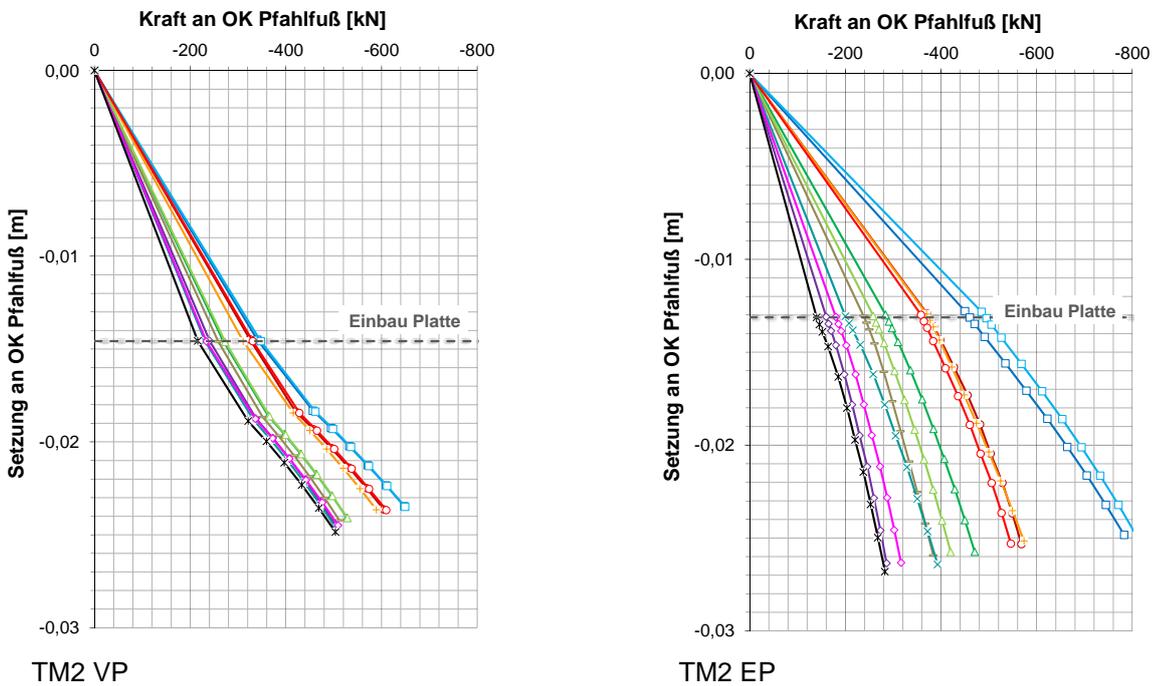


Abbildung 14 TM2 - Widerstand-Setzungs-Linie der Pfähle

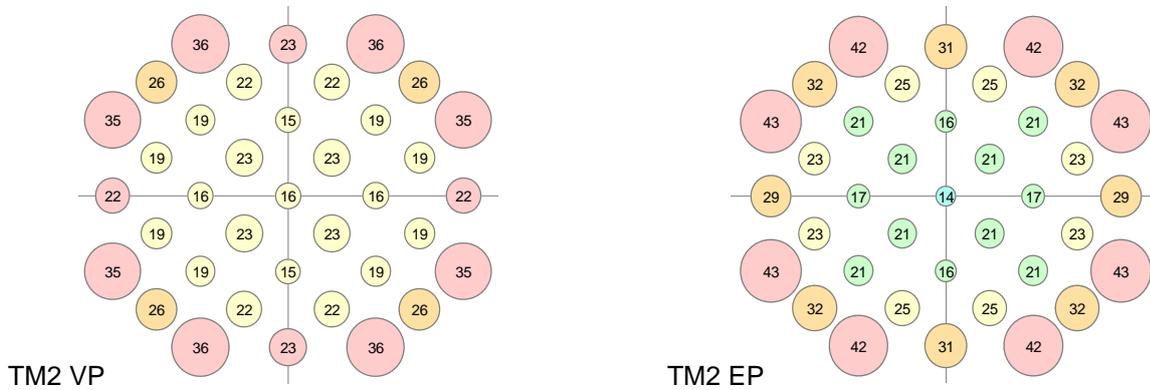


Abbildung 15 TM2 - Pfahlfedern [MN/m], Pfahlgruppe unter Stütze bei Stützenlast 32MN

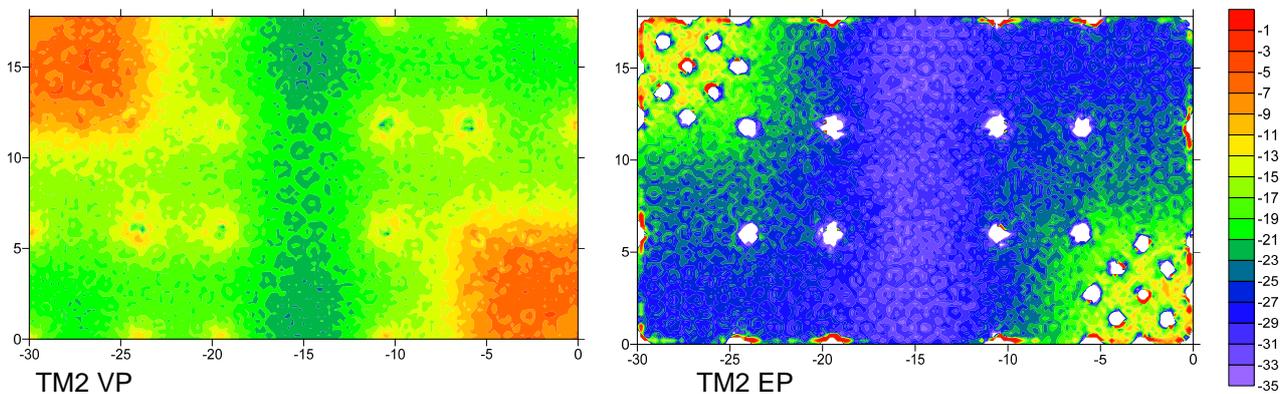
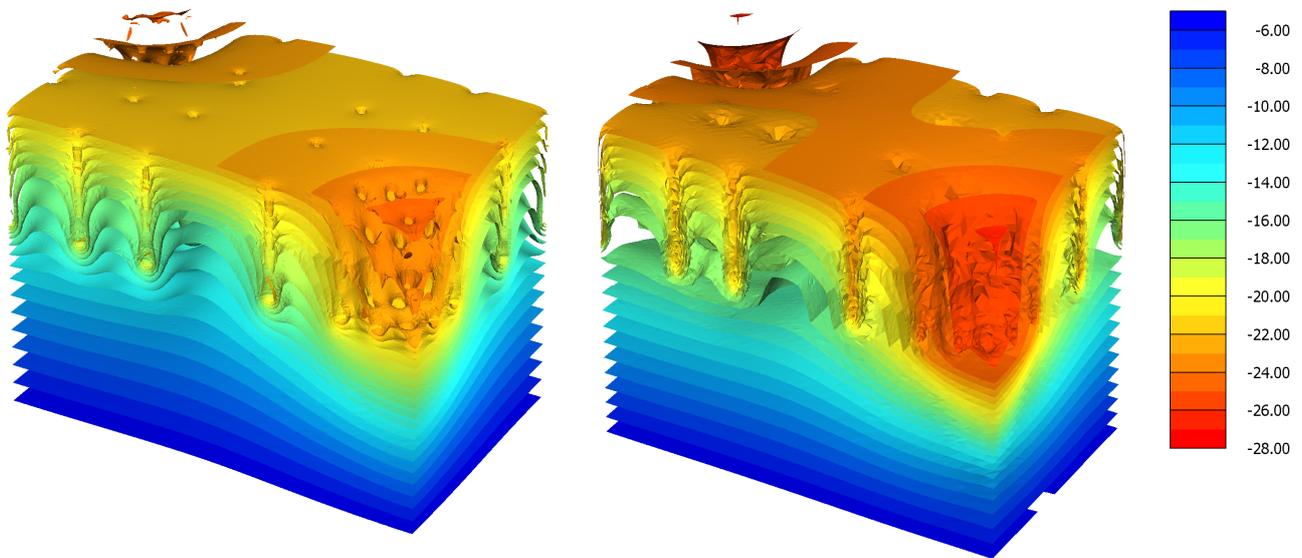


Abbildung 16 TM2 - vertikale Spannung unter Bodenplatte in kN/m² bei Stützenlast 32MN



TM2 VP

TM2 EP

Abbildung 17 TM2 - Flächen gleicher vertikaler Verschiebung in mm bei Stützenlast 32MN

3.4 Berechnung des G-Modells

In Abbildung 18 ist exemplarisch für zwei Stützenstandorte die Verteilung der Steifigkeit über die Baugrundsichtung dargestellt, welche im Ausgangsspannungszustand unter Ansatz der Parametersätze für das Hardening-Soil-Modell berechnet wird.

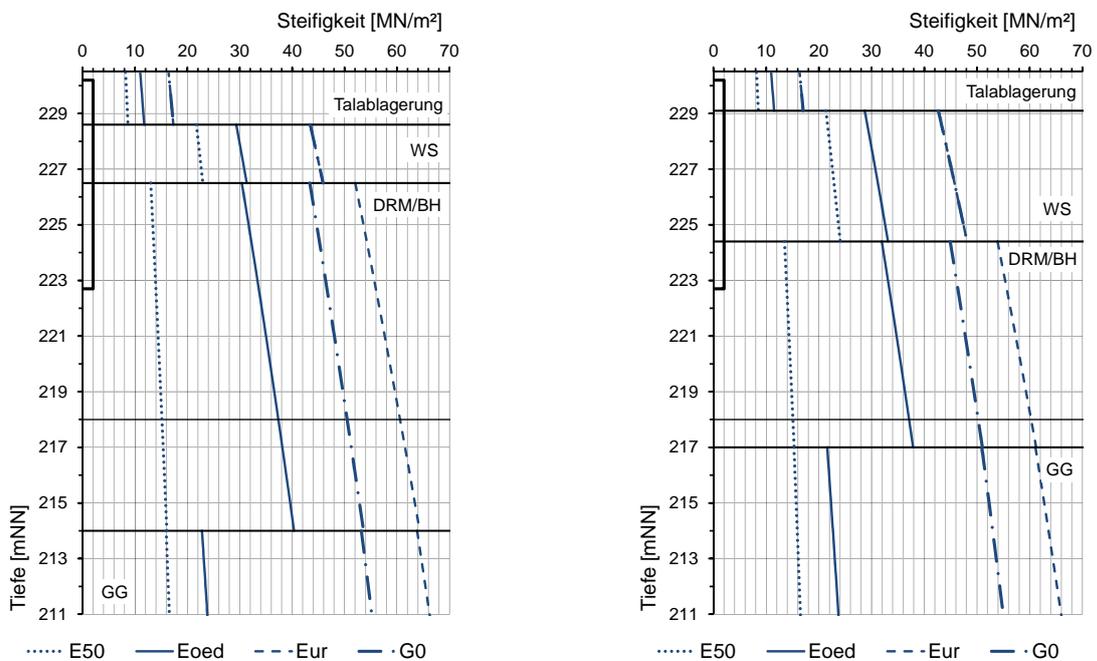


Abbildung 18 Verteilung der Steifigkeit über die Tiefe - Ausgangsspannungszustand, Bodenschichtung im Bereich Stützen 14611 (links) und 14111 (rechts)

Nach Generierung des Ausgangszustandes erfolgt die phasenweise Abbildung und Berechnung der Bauzustände. Abbildung 19 zeigt exemplarisch einige ausgewählten Phasen aus einer Berechnung eines G-Modells. Die Absenkung des Grundwassers und damit einhergehende Veränderung des Porenwassersdrucks wird in einer der Spannungs- berechnung vorgelagerten Strömungsberechnung ermittelt. Der Baugrubenverbau wird nicht abgebildet. Die „Erdwände“ werden im Modell horizontal unverschieblich gehalten. Nach Fertigstellung des Troges und Verfüllen des Arbeitsraumes wird die Halterung deaktiviert und der Wasserstand zurück auf sein mittleres Niveau eingestellt. In den nächsten Phasen werden die Ausbaulasten und ein Drittel der Verkehrslasten (einschließlich Schneelasten), eingetragen, um die Federwerte für das Tragwerksmodell und die Setzung im Gebrauchszustand zu bestimmen. Die charakteristischen Werte der Pfahlkräfte aus Eigengewicht und Verkehrslast werden in separaten Phasen bestimmt, in denen der Wasserstand auf den Bemessungsniedrigwasserstand abgesenkt wird. Um die Pfahlkräfte auf der sicheren Seite abzugrenzen, wird die Berechnung aller Phasen mit jeweils um 20% vergrößerten und um 20% verkleinerten Steifigkeitsparametern wiederholt.

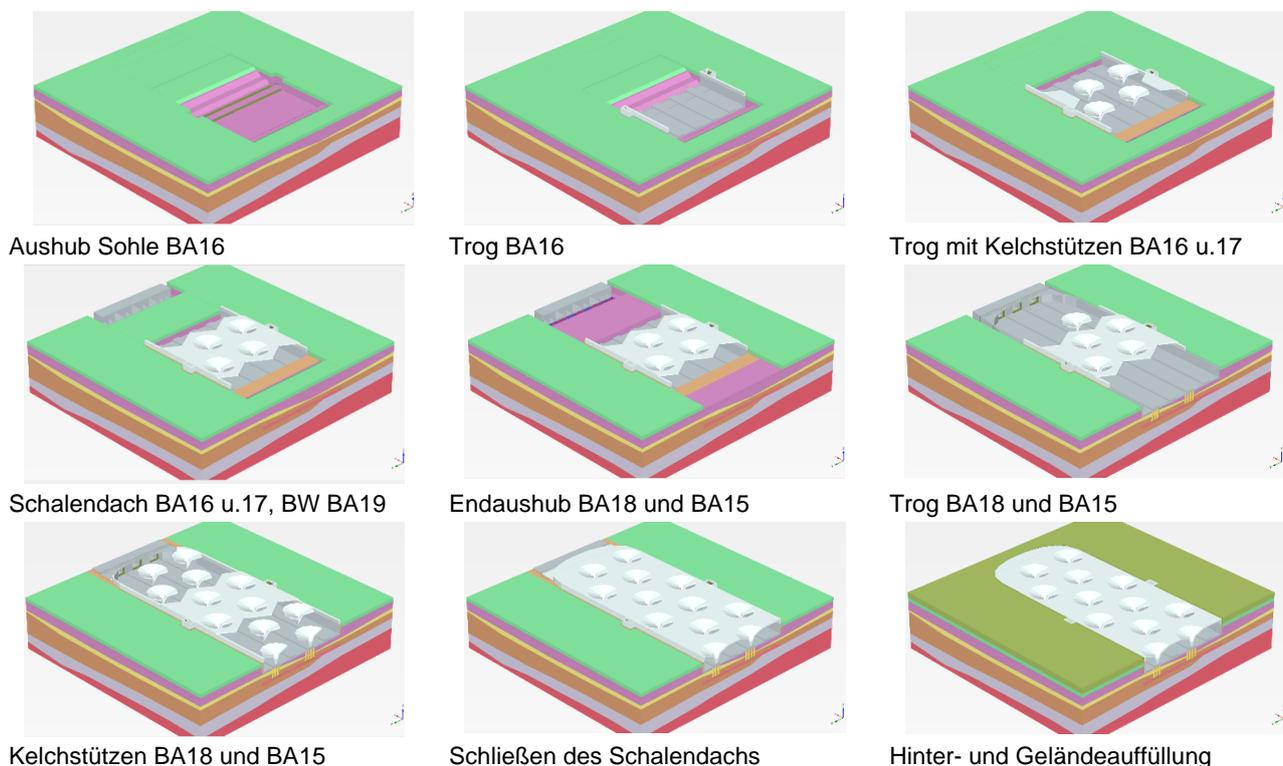


Abbildung 19 G-Modell in ausgewählten Berechnungsphasen (exemplarisch)

Die Pfähle werden größtenteils von einem Voraushubniveau hergestellt. Infolge der Aushubentlastung ergibt sich eine Verspannung des Bodens innerhalb der Pfahlgruppen und

damit eine Steigerung der Scherfestigkeit im Bodenbereich um den Pfahlmantel. Das Stoffmodell ist in der Lage, diese Scherverfestigung zu berücksichtigen. Um die daraus resultierende Tragfähigkeitssteigerung jedoch nicht zu überschätzen, werden die Pfähle in einer separaten Phase nach dem Aushub als „wished-in-place“ aktiviert. Ebenso ist davon auszugehen, dass in der Realität beim Betonieren der Bodenplatte ein Anteil des Gewichtes des Frischbetons direkt in den Baugrund übergeht. Da sich dieser Anteil nicht sicher abschätzen lässt, wird die Bodenplatte ebenfalls als „wished-in-place“ aktiviert. Diese Ansätze liegen auf der sicheren Seite.

Zur Überprüfung der Plausibilität der Berechnungsergebnisse werden die phasenweise Entwicklung der Pfahlkräfte und Pfahlkopfverschiebungen sowie die Vertikalverschiebung von Bodenplatte und Boden geprüft. Ebenso wird die phasenweise Veränderung der Bodenspannung und Porenwasserdruckverteilung überprüft. Dies geschieht schon während der Berechnung der einzelnen Phasen. Häufig ergibt sich hierbei die Notwendigkeit, die Netzfeinheit anzupassen, Berechnungsphasen weiter zu unterteilen oder das Ergebnis verfälschende Randbedingungen zu ändern. Ebenso werden Variationen in der Abbildung der Bauphasen vorgenommen.

4 Abgleich des G-Modells mit dem T-Modell

Für die Bemessung des Tragwerks werden beim Tragwerksplaner Werner Sobek Group GmbH ebenfalls Teilmodelle erstellt. Diese bilden das Tragwerk sehr detailliert mit einer feinen Vernetzung durch Flächenelemente ab. Der Anschluss der Schale an den massiven Teil der Kelchstütze wird vereinfacht mit Hilfe eines Stabelementes abgebildet. In einer ersten Berechnung des T-Modells werden die Auflagerbedingungen des Troges durch eine vereinfachte elastische Bettung angesetzt und im Ergebnis die Schnittkräfte im Auflager der Schalenkonstruktion ausgelesen. Das G-Modell bildet die Schalenkonstruktion gewichtslos ab und setzt die Schnittkräfte als Eingangsgröße für die Berechnung der Bodenreaktion an. Ausbau- und Verkehrslasten auf der Bodenplatte werden gleich dem T-Modell berücksichtigt. Die Lasten werden bauphasenbezogen angesetzt. Aus den sich im G-Modell ergebenden Spannungen und Setzungen des Bodens unter der Bodenplatte werden die Bettungsfederwerte abgeleitet (Abbildung 22). Pfahlkräfte und Pfahlkopfverschiebung bilden die Grundlage für die Pfahlfederwerte (siehe Abbildung 23). Bettungs- und Pfahlfederwerte werden in der weiteren Berechnung des T-Modells als lineare Federwerte angesetzt.

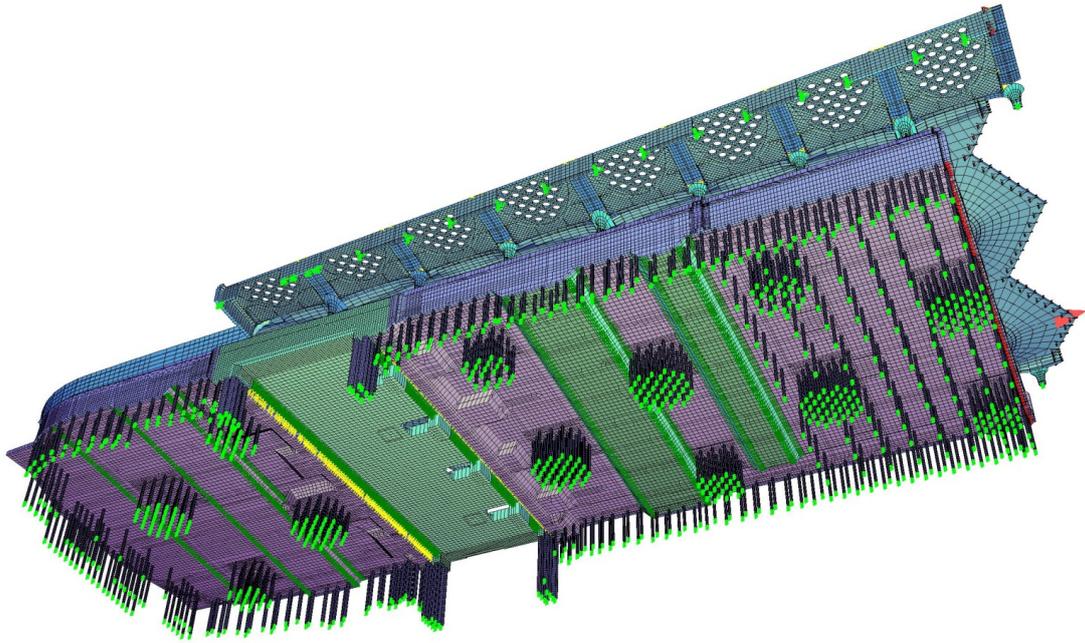


Abbildung 20 - Tragwerksmodell BA09-BA13 mit Loungedach (Werner Sobek Group GmbH)

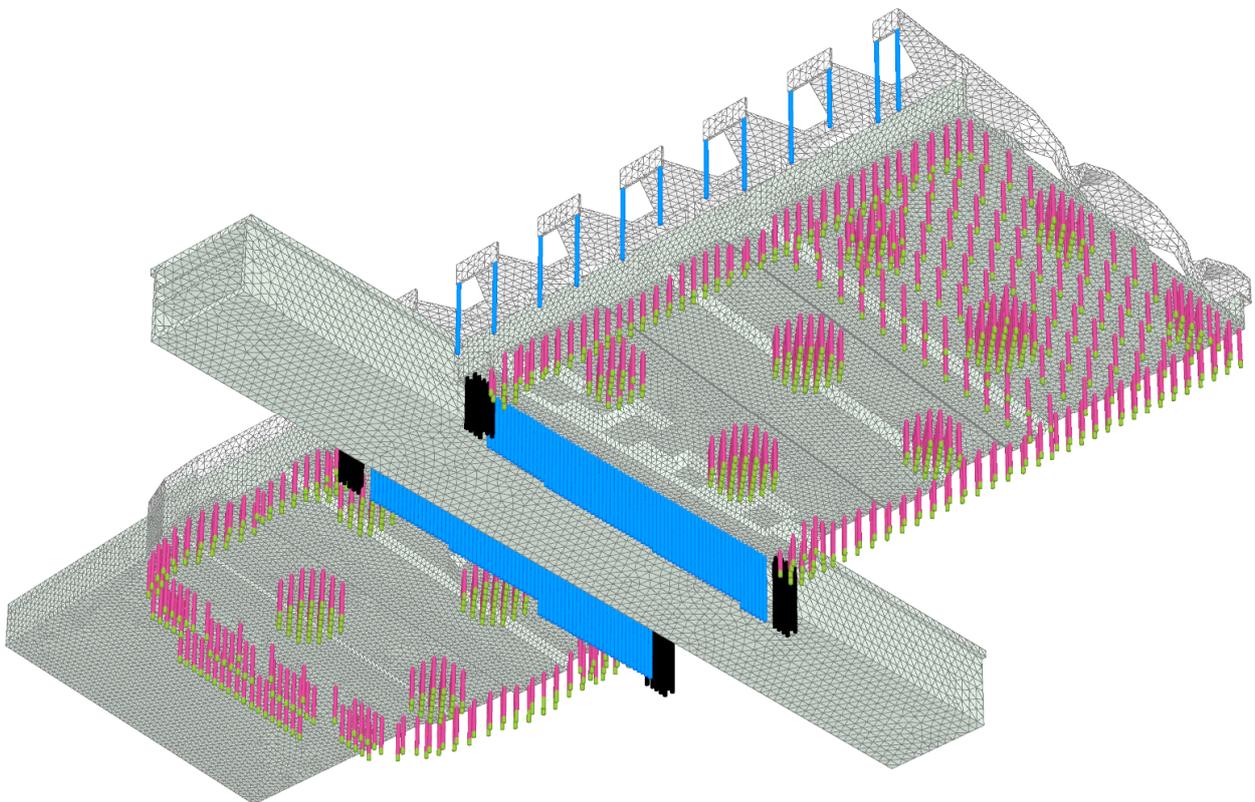


Abbildung 21 - Tragwerk im Geotechnischen Modell für die Betrachtung der Bauabschnitte BA09-BA12 (mit Querung des S-Bahnbauwerkes)

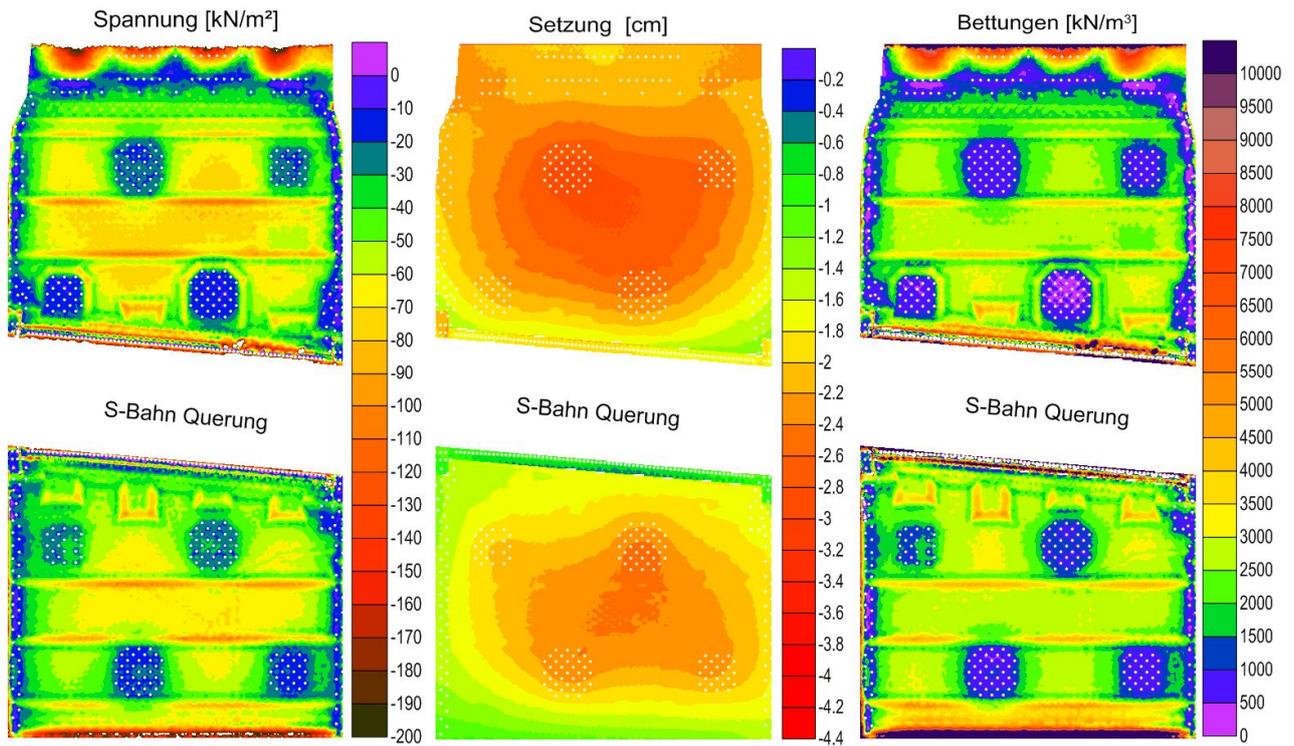


Abbildung 22 - Bodenreaktion unter den Bodenplatten - Modell für die Betrachtung der Bauabschnitte BA09-BA12 (mit Querung des S-Bahnbauwerkes)

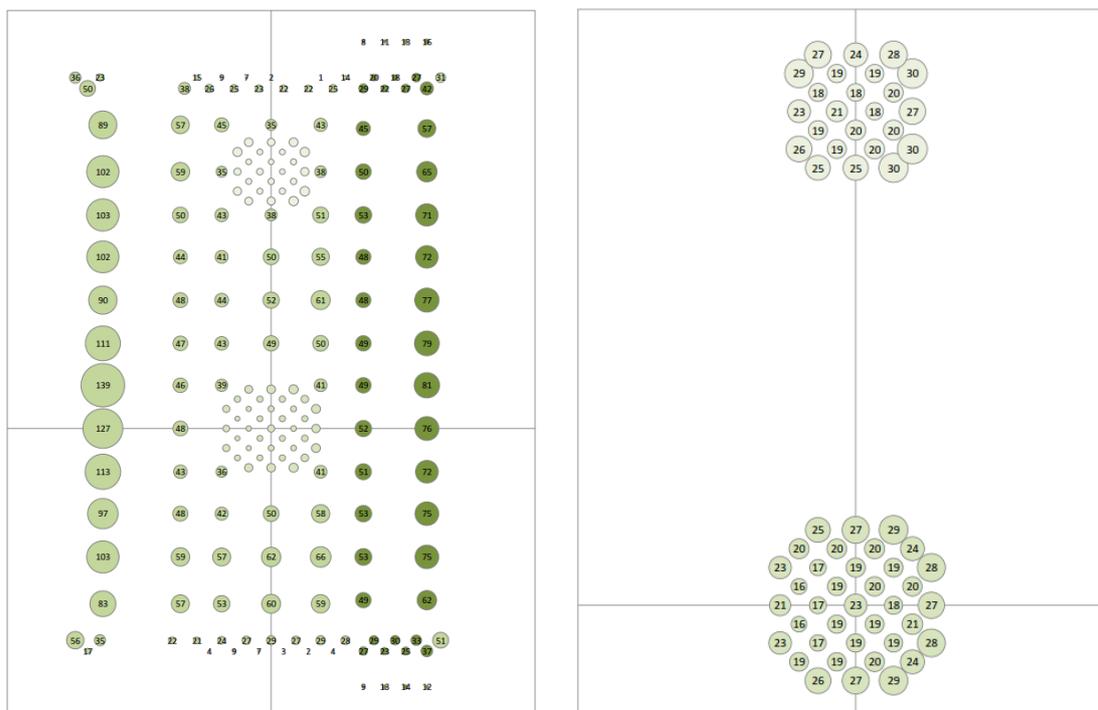


Abbildung 23 - Beispiel für Pfahlfedern der Feldpfähle und Gruppenpfähle [MN/m]

In der Regel ergibt sich eine Umlagerung der Lasten und Veränderung der Schnittkräfte innerhalb des Tragwerkes. Verformung, Pfahlkräfte und Auflagerreaktion stimmen mit den Ergebnissen des G-Modells noch nicht hinreichend überein. Die Modelle werden nun in weiteren Schritten iterativ abgeglichen, indem jeweils die Schnittkräfte im T-Modell ausgelesen und als Eingangsgrößen im G-Modell zur Berechnung der Federkennwerte angesetzt werden, bis das T-Modell unter Ansatz dieser Werte in Verformung und Auflagerreaktion hinreichend übereinstimmt. Eine 100%ige Übereinstimmung kann nicht erzielt werden, da der Tragwerksplaner bei der Eingabe der Bettungswerte diese vereinfachen muss. Ebenso werden im Tragwerksmodell die Bauphasen nur vereinfacht abgebildet.

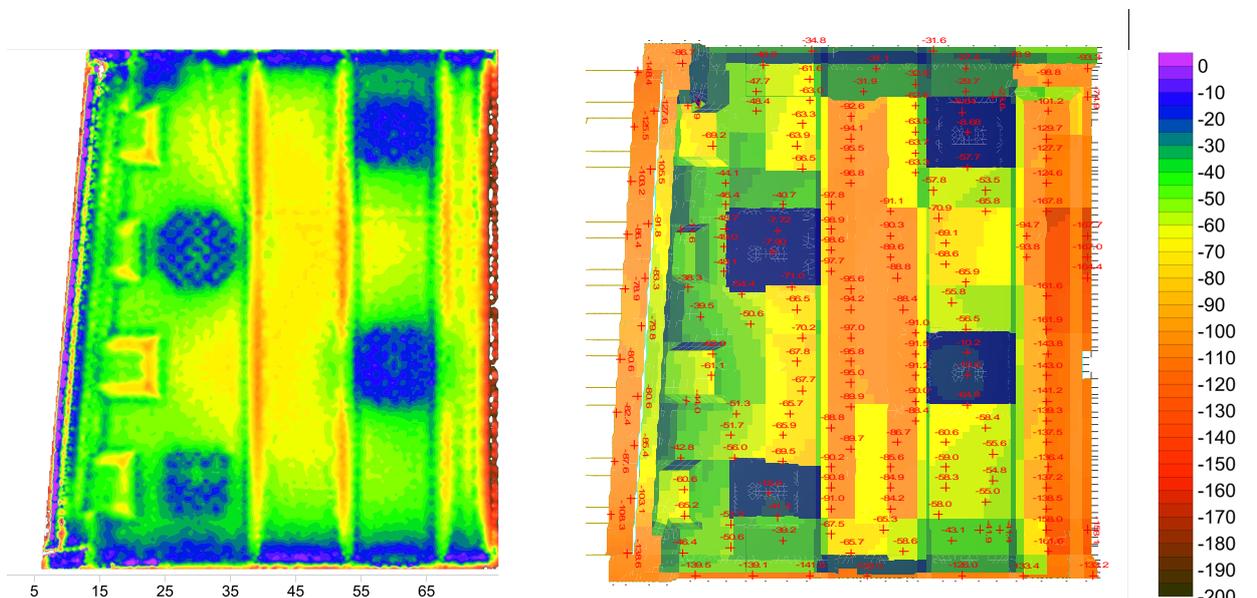
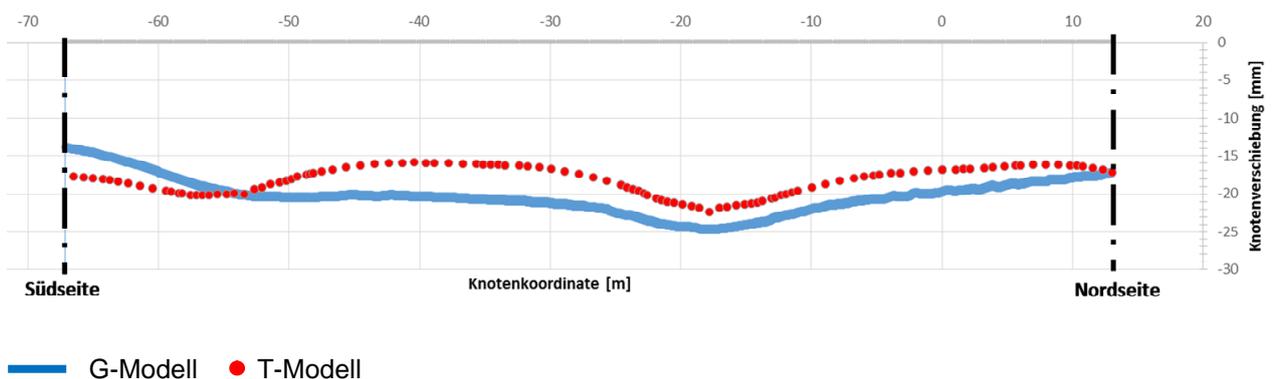


Abbildung 24 - Bsp. für Vergleich der Sohlpressung [kN/m²] (l: G-Modell, r: T-Modell)



— G-Modell ● T-Modell

Abbildung 25 - Vergleich der Setzung und Biegeverformung der Trogplatte [mm]

5 Bemessung der Gründung

Nach Abgleich der Modelle wird das Tragwerk im T-Modell bemessen. Die Einwirkungen werden als Bemessungswerte angesetzt. Bei der Bemessung werden zusätzlich die im G-Modell unter Ansatz der jeweils um 20% vergrößerten und um 20% abgeminderten Steifigkeitsparameter errechneten Federkennwerte berücksichtigt. Ebenso erfolgt eine Grenzwertbetrachtung, in der die Steifigkeit der Federn analog eines Ermüdungsmodells bereichsweise und in einer Größenordnung von $\pm 20\%$ variiert werden.

Die Gründung kann unter Vernachlässigung der Pfähle als ausreichend sicher gegen ein Versagen des Baugrundes nachgewiesen werden. Die Tragfähigkeit des Bodens in der Pfahlumgebung ist ebenfalls ausreichend, um die Einwirkung aus der Gründung aufzunehmen. Bei den Gruppen der Ramppfähle wurde beim Nachweis auf der sicheren Seite liegend ein Gruppenfaktor von $G_R = 1$ angesetzt. Ein Nachweis der Knicksicherheit ist bei den gegebenen Baugrundverhältnissen nicht erforderlich. Die Bemessung der Pfähle auf ihre innere Tragfähigkeit wird maßgebend durch horizontale Verschiebungen des Pfahlkopfes infolge Dehnung der Bodenplatte unter Temperatur und Kriechen bestimmt.

Für die Gebrauchstauglichkeit der Gründung sind nach Unternehmensinterner Genehmigung (UiG) Gesamtsetzungen aus ständigen und regelmäßig auftretenden veränderlichen Lasten von ≤ 30 mm und Setzungsdifferenzen aus ständigen und regelmäßig auftretenden veränderlichen Lasten von ≤ 10 mm auf 20 m Länge einzuhalten. Diese Verformungsbegrenzung bezieht sich auf die Vermeidung von Zwangsbeanspruchungen in der Dachkonstruktion, die Ebenheit des Gleises und der Bahnsteige und die Einhaltung der Dichtigkeitsanforderungen des Bauwerks. Das Bauwerk wird auf die Einwirkungen aus Zwang und auf die Anforderungen der Dichtigkeit im Ergebnis der Berechnungen am T-Modell bemessen. Die Verformungsbegrenzung zur Sicherstellung der Ebenheit des Gleises kann auf Grundlage des G-Modells nachgewiesen werden.

6 Geotechnische Prüfung der Pfahlgründung

In vielen Bauordnungen gibt es den Prüfsachverständigen für Geotechnik, der vom Prüflingenieur für Standsicherheit mit eingeschaltet werden kann bzw. sollte, wenn er der Meinung ist, dass er für die Prüfung geotechnischer Probleme aufgrund deren Komplexität keine ausreichende Sachkenntnis besitzt. Dagegen hat das Eisenbahnbundesamt einen Prüfer für Geotechnik eingeführt und beruft diesen auch. Das Eisenbahnbundesamt hat

insbesondere für Strecken und Bauwerke der Eisenbahn erkannt, dass bei derartigen Bauwerken die geotechnischen Probleme von besonderer Bedeutung sind und von einem Sachverständigen für Geotechnik mit besonderen Kenntnissen geprüft werden müssen.

Bei der geotechnischen Prüfung wurden die Geotechnischen Berichte (Baugrundgutachten) mit allen für die Bemessung wichtigen Angaben, die Baugrubenbauteile, Lastansätze aus dem Boden und Grundwasser und Messprogramme zur Kontrolle der Interaktion Bauteil-Untergrund bearbeitet.

Die geotechnische Prüfung dieses Projektes der Gründung der Bahnhofshalle umfasst neben einer vollständigen Prüfung des G-Modells die Kontrolle der angesetzten Bettungs- und Pfahlfedersteifigkeiten im T-Modell sowie die des Modellabgleichs zwischen G- und T-Modell. Die Prüfung des G-Modells erfolgte durch eigene Teilmodelle für die verschiedenen Pfahlanordnungen. Ein 100%iger Abgleich zwischen G- und T-Modell ist bei komplexen, abschnittsweise hergestellten Bauwerken wie der Bahnhofshalle kaum möglich. Die verbleibenden Unterschiede zwischen G- und T-Modell bedürfen daher im Einzelfall einer sachverständigen Bewertung und Prüfung. Hierzu wurde neben den berechneten Pfahlkräften die Verformung der Bodenplatte im G- und T-Modell herangezogen. Weiterhin umfasst die geotechnische Prüfung die Nachweise der äußeren Tragfähigkeit der Pfähle, die Erddruckansätze im T-Modell sowie den Erdbebennachweis für das Gesamtbauwerk.

Literatur

[L1] G. Maitschke, R. Bechmann; Hauptbahnhof Stuttgart - Nachhaltiges Gründungskonzept und gesamthafte statische Berechnung der Bahnhofshalle, *33. Baugrundtagung der DGGT, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., S. 55-59*

[L2] Smoltczyk & Partner GmbH; Stuttgart 21, PFA 1.1: Gründungskonzept DB-Tunnel mit Bahnhofshalle, *30.05.2014*

[L3] T. Garbers, C. Fischer, R. Cudmani, G. Maitschke: Messtechnische Überwachung einer statischen Probelastung an einem Frankipfahl für das Bahnhofsgebäude Stuttgart 21, *2014*

[L4] M. Külzer, H. Jud, G. Lomo, J. Christ: Zum Tragverhalten von Ortbetonrammpfählen mit Innenrohrummantelung unter Zug- und Wechselbelastung, *Pfahl-Symposium 2017,*

Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Tagungsband,

[L5] T. Schanz; P.A.Vermeer; P.G. Bonnier: Formulation and verification of the Hardening-Soil Model. *in: Brinkgreve, R.B.J. (Publ.): Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam, 1999, pp. 281-290*

[L6] T. Benz: Small Strain stiffness of soils and its numerical consequences, *Ph.d. thesis, University of Stuttgart, 2007*

[L7] Plaxis, Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Delft University of Technology & Plaxis b.v. The Netherlands: Reference Manual, Material Models Manual, Scientific Manual

Autoren

Dipl.-Ing.(BA) Alexander Mühl

alexander.muehl@cdmsmith.com

Dipl.-Ing. Michael Brunner

michael.brunner@cdmsmith.com

CDM Smith Consult GmbH

Weißenfelsler Straße 65H

www.cdmsmith.com

04229 Leipzig

Tel.: 0341 333 89 - 580

Prof. Dr.-Ing. Kurt - M. Borchert

GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH

Darwinstraße 13

<http://www.gudconsult.de>

10589 Berlin

Tel.: 030 78 90 89 - 0